

A GEOTECNIA NA REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS – ESTADO DA ARTE

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em
Construção Urbana

Autor

Luís Gonçalo Alcântara Borges

Orientador

Prof. Doutor Carlos Manuel da Cruz Moreira

Instituto Politécnico de Coimbra
Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Coimbra, setembro 2013

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que, direta ou indiretamente, contribuíram para a elaboração desta dissertação, em especial:

Ao Professor Doutor Carlos Moreira, pelo empenho e cuidado com que orientou este trabalho, pela disponibilidade constante e pelos conhecimentos transmitidos ao longo da minha formação. Foi com grande satisfação que desenvolvi este trabalho sob a sua orientação. O meu muito obrigado pelos conselhos e incentivos prestados, essenciais para a realização deste trabalho.

Ao Engenheiro Alexandre Pinto, pela disponibilidade prestada, pelo envio de bibliografia, bem como pelo convite endereçado para visitar uma obra sua, em Lisboa.

Gostaria de agradecer ao Engenheiro Jacinto Sepúlveda, da empresa Casais, pela disponibilidade demonstrada e pela informação fornecida durante a minha visita à obra por si dirigida, em Lisboa.

Ao Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, em particular ao Departamento de Engenharia Civil, por me dar a oportunidade de desenvolver o referido trabalho. A todos os docentes que ao longo da minha formação contribuíram para o enriquecimento dos meus conhecimentos.

Ao Engenheiro Paulo Maranha, pelos conhecimentos e documentos fornecidos.

Um agradecimento especial à minha namorada Cláudia, pela paciência e compreensão demonstradas, bem como pela ajuda na revisão do documento.

Agradeço à Joana Brites, pela ajuda na revisão do documento.

Gostaria de agradecer ao meu amigo Francisco Corrente pelo contributo dado na formatação deste trabalho.

RESUMO

A reabilitação urbana é um tema que tem vindo a assumir enorme importância ao longo da última década em Portugal, nomeadamente pelo excesso de construção nova em detrimento da reabilitação do edificado existente. A degradação do património edificado, com elevado valor patrimonial, nomeadamente nas cidades mais antigas, fez com que os agentes envolvidos na construção olhassem com cada vez maior interesse para este problema. Contudo e com a alteração do padrão de vida é necessário adequar os edifícios antigos aos tempos contemporâneos, melhorando-os nas condições de habitabilidade, conforto e acessibilidade.

Nesse sentido, serão abordadas as principais soluções usadas na execução de contenções periféricas, reforço e/ou recalçamento de fundações de edifícios. Proceder-se-á, ainda, à análise das metodologias construtivas mais comuns, com descrição do seu campo de aplicação e respetivas vantagens e desvantagens. Serão apresentados diversos casos de obra, analisando as suas principais condicionantes e soluções adotadas em cada caso.

Finalmente, o presente trabalho pretende contribuir para melhor compreender os problemas inerentes ao processo de reabilitação urbana, nomeadamente a execução de contenções periféricas com ou sem recalçamento ou reforço de fundações, tendo em consideração as técnicas ao dispor, os seus problemas construtivos e consequências de ordem geológico-geotécnica e estrutural, em edifícios ou terrenos contíguos.

Palavras-Chave: recalçamento, reforço, fundações, microestacas, jet grouting, contenções periféricas, reabilitação.

ABSTRACT

Urban regeneration is a topic that has assumed increasing importance over the last decade in Portugal, namely because of the excess of new construction to the detriment of the rehabilitation of existing buildings. The degradation of the built heritage, with high heritage value, particularly in older cities, lead those involved in construction activity to view this problem with increasing interest. However, with the change in the standard of living it is necessary to adapt old buildings to contemporary times, improving their conditions of habitability, comfort and affordability.

In this sense, we will discuss the main solutions used in the execution of peripheral contention, enhancement and/or underpinning of building foundations. Furthermore, the most common construction methods will be analysed, including the description of their field of application and respective advantages and disadvantages. Several cases of interventions will be presented, analyzing the main constraints and solutions adopted in each case.

Finally, this thesis aims to contribute to better understand the problems inherent to the process of urban renewal, including the enforcement of peripheral contention with or without reinforcement or underpinning of foundations, taking into account the available techniques, their construction problems and consequences of geological, geotechnical and structural nature in buildings or adjacent land.

Keywords: underpinning, foundations, micropiles, jet grouting, peripheral contentions, rehabilitation.

ÍNDICE

1. Introdução	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos e Metodologia	2
1.3 Organização do Trabalho	2
2. Recalçamento e Reforço de Fundações	5
2.1 Introdução	5
2.2 Tipos de Fundações Correntes	6
2.2.1 Fundações em Edifícios Antigos	6
2.2.2 Fundações em Edifícios Contemporâneos	7
2.3 Técnicas de Inspeção e Diagnóstico	7
2.4 Patologias	10
2.5 Soluções Correntes de Reforço	11
2.6 Casos de Obra	16
2.6.1 Recalçamento de Muralha na Calçada Marquês de Abrantes em Lisboa	16
2.6.2 Recalçamento de Fachada Principal de Edifício na Baixa de Lisboa	17
2.6.3 Escavação e Contenção Periférica num lote contíguo ao Rio Tejo	19
2.6.4 Palácio de Sotto Mayor em Lisboa	20
2.6.5 Teatro Circo de Braga	22
2.6.6 Empreendimento “Liberdade Street Fashion” em Braga	23
2.6.7 Passagem Inferior à Praça José Queiroz em Lisboa	24
2.6.8 Edifícios Industriais no Local da Antiga Trefilaria em Sacavém	26
2.6.9 Edifício na Av. Lourenço Peixinho em Aveiro	27
2.6.10 Edifício Centenário em Lisboa	28
2.6.11 Edifício Porto Bay na Rua Rosa Araújo, em Lisboa	30
2.6.12 Edifício na Rua da Lapa, nº111, em Lisboa	32
2.6.13 Edifício na Av. da República, n.º 25 em Lisboa	33
2.6.14 Edifícios Históricos na Reserva “TSARITSYNO”	34
2.6.15 Igreja de St. John’s em Tartu, Estónia	35
2.6.16 Igreja de St. Kolumba, Colónia	37
2.6.17 Residência de Estudantes Surinavet 9, na Tailândia	39

2.6.18 New Museum, Berlim	40
2.6.19 Catedral Metropolitana, México	42
2.6.20 Edifício do Ministério dos Negócios Estrangeiros da Finlândia	43
3. Metodologias Construtivas	45
3.1 Cortinas de Estacas Pranchas	45
3.1.1 Características Gerais	45
3.1.2 Processo Construtivo	46
3.1.3 Campos de Aplicação	46
3.1.4 Vantagens e Desvantagens	46
3.2 Paredes tipo Berlim Provisório	47
3.2.1 Processo Construtivo e Campos de Aplicação	48
3.2.2 Vantagens e Desvantagens	48
3.3 Paredes tipo Berlim definitivo	49
3.3.1 Processo Construtivo	50
3.3.2 Campos de Aplicação	50
3.3.3 Vantagens e Desvantagens	51
3.4 Paredes Moldadas ou Diafragma	51
3.4.1 Processo Construtivo	52
3.4.2 Campos de Aplicação	53
3.4.3 Vantagens e Desvantagens	54
3.5 Estacas ou Cortinas de Estacas	55
3.5.1 Tipos de Cortinas	56
3.5.2 Processo Construtivo	57
3.5.3 Estacas Moldadas com Tubo Moldador Recuperável	59
3.5.4 Estacas Moldadas com Lamas Bentoníticas	61
3.6 Microestacas	63
3.6.1 Campos de Aplicação	63
3.6.2 Vantagens e Desvantagens	64
3.6.3 Processo Construtivo	64
3.7 Jet-Grouting	65

3.7.1 Campos de Aplicação	66
3.7.2 Vantagens e Desvantagens	66
3.7.3 Processo Construtivo	66
3.8 Cutter Soil Mixing (CSM)	67
3.8.1 Campos de Aplicação	67
3.8.2 Vantagens e Desvantagens	67
3.8.3 Processo Construtivo	68
4. Contenções Periféricas	69
4.1 Casos de Obra	69
4.1.1 Contenção Periférica de Muralha na Calçada Marquês de Abrantes	69
4.1.2 Contenção Periférica de Edifício na Rua Ivens, na Baixa de Lisboa	69
4.1.3 Contenção Periférica num lote contíguo ao Rio Tejo	70
4.1.4 Edifício Porto Bay na Rua Rosa Araújo, em Lisboa	72
4.1.5 Edifício Centenário em Lisboa	73
4.1.6 Palácio de Sotto Mayor	75
4.1.7 Teatro Circo de Braga	77
4.1.8 Empreendimento “Liberdade Street Fashion” em Braga	79
4.1.9 Edifício na Av. Lourenço Peixinho em Aveiro	80
4.1.10 Edifício na Av. Da República, n.º 25 em Lisboa	82
4.1.11 Parque de estacionamento subterrâneo do Parlamento Helénico	83
4.1.12 Edifício antigo em Lisboa	84
4.1.13 Edifício do Teatro Circo Aveirense em Aveiro	86
4.1.14 Praça de Touros do Campo Pequeno em Lisboa	87
4.1.15 Mosteiro de Santa Clara-a-Velha de Coimbra	89
5. Considerações finais	91
5.1 Principais Conclusões	91
5.2 Recomendações para Estudos Futuros	93
Referências Bibliográficas	a
Anexos	i

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1	Fundações em arco apoiadas em pegões (Moura, 2006)	6
Fig. 2	Fundações por lintéis sobre estacas de madeira (Moura, 2006)	7
Fig. 3	Palheta de ensaios Vane Test (www.damascopenna.com.br , consultado em 17 de abril de 2013)	9
Fig. 4	Execução de recalçamento em alvenaria por fases (Appleton, 2003)	11
Fig. 5	Confinamento e alargamento de fundações (Appleton, 2003)	12
Fig. 6	Reforço de sapata por cintagem de betão armado (Coelho, 1996)	13
Fig. 7	Injeção de calda de cimento ou resinas epoxídicas em juntas de alvenaria de fundações (Appleton, 2003)	13
Fig. 8	Solução de reforço com microestacas Pali Radice à esquerda e solução reticulada Pali Radice com microestacas à direita (Antunes, 2012)	14
Fig. 9	Solução de recalçamento de fachada com vigas de coroamento em cada face da parede, apoiada em microestacas (Fotografia do autor, 2013)	15
Fig. 10	Solução de recalçamento com fundação acessível apenas por um dos lados, recorrendo a pares de microestacas (Antunes, 2012)	15
Fig. 11	Vista da muralha (Núncio et al, 2012)	16
Fig. 12	Corte tipo do alçado norte da muralha (Núncio et al, 2012)	17
Fig. 13	Pormenor da estabilização da viga de coroamento à esquerda e vista da estrutura de contenção à direita (Pereira et al, 2012)	18
Fig. 14	Vista geral do recalce e da contenção das fachadas (Matias et al, 2010)	20
Fig. 15	Vista geral da solução de recalçamento interior do palácio de Sotto Mayor (www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)	21
Fig. 16	Vista do recalçamento de pilares (Pinto et al, 2004a)	22
Fig. 17	Vista dos maciços intermédios de betão armado (Pinto et al, 2004a)	23
Fig. 18	Localização da área de intervenção (Pinto et al, 2010a)	24
Fig. 19	Vistas da contenção e do recalçamento das fachadas (Pinto et al, 2010a)	24
Fig. 20	Corte do alinhamento central à esquerda e vista final da viga de recalçamento e dos pilares metálicos (Pinto et al, 2010c)	25
Fig. 21	Vista final do recalçamento das cortinas de estacas laterais e corte esquemático (Pinto et al, 2010c)	26
Fig. 22	Vista das vigas de recalçamento das sapatas interiores da estrutura metálica existente (Pinto et al, 2010d)	27

Fig. 23	Vista das vigas de recalçamento laterais (Costa e Durão, 2010)	28
Fig. 24	Perfil Geológico (Pinto et al, 2008)	29
Fig. 25	Corte transversal das soluções adotadas (Pinto et al, 2008)	30
Fig. 26	Vista das vigas de coroamento apoiadas em microestacas (Fotografia do autor, 2013)	31
Fig. 27	Vista de maciço de apoio à estrutura metálica de contenção da fachada principal (Fotografia do autor, 2013)	32
Fig. 28	Vista das microestacas e da viga de recalçamento (Antunes, 2012)	33
Fig. 29	Zonamento tipo e principais parâmetros geomecânicos considerados na modelação do terreno (Pinto et al, 2010e)	34
Fig. 30	Vista das vigas de recalçamento das fachadas exteriores e microestacas (Pinto et al, 2010e)	34
Fig. 31	Corte ilustrativo das soluções adotadas (Chernyakov, 2011)	35
Fig. 32	Corte esquemático das fundações (Avellan, 2011)	36
Fig. 33	Vista da igreja antes e depois da Segunda Guerra Mundial (Dietz e Schürman, 2006)	37
Fig. 34	Vista final interior das ruínas da Igreja de St. Kolumba no interior do Diocesan Museum (http://comover-arq.blogspot.pt , consultado em 29 de abril de 2013)	37
Fig. 35	Vista da planta de fundações e do reforço das paredes exteriores (Dietz e Schürman, 2006)	38
Fig. 36	Vista de fissuras em paredes à esquerda e danos estruturais em pilar à direita (Horpibulsuk et al, 2008)	39
Fig. 37	Planta de fundações e esquema de execução de microestacas (Horpibulsuk et al, 2008)	40
Fig. 38	Corte de pano de alvenaria, com vista de fundação existente e recalçamento em ambas as faces com microestacas (Dietz e Schürman, 2006)	41
Fig. 39	Vista interior do recalçamento de parede apenas por um dos lados (Dietz e Schürman, 2006)	41
Fig. 40	Corte esquemático da estrutura de suporte provisória da parede do meio (Avellan, 2010)	43
Fig. 41	Corte descritivo da solução adotada na parede este à esquerda e pilar à direita (Avellan, 2010)	44
Fig. 42	Cortina de estacas prancha (www.vpaequipamentos.com.br , consultado em 15 de abril de 2013)	45
Fig. 43	Muro de Berlim provisório no Estádio da Luz em Lisboa (Cravinho, s/ data)	47

Fig. 44	Execução de Muro de Berlim definitivo, Lisboa (Fotografia do autor, 2013)	50
Fig. 45	Execução de parede moldada no palácio de Sotto Mayor em Lisboa (www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)	52
Fig. 46	Vista parcial de contenção de cortina de estacas no edifício do Corte Inglês, no Porto (Antunes et al, 2006)	55
Fig. 47	Cortina de estacas afastadas (Meireles e Martins, 2006)	56
Fig. 48	Cortina de estacas contíguas (Meireles e Martins, 2006)	56
Fig. 49	Cortina de estacas justapostas (Meireles e Martins, 2006)	57
Fig. 50	Esquema de execução de estacas com trado contínuo (www.brasfond.com.br , consultado em 12 de fevereiro de 2013)	58
Fig. 51	Esquema de execução de estacas com tubo moldador (Meireles e Martins, 2006)	60
Fig. 52	Esquema de execução de estacas com lamas bentoníticas (Meireles e Martins, 2006)	62
Fig. 53	Solução de recalçamento de pilares e paredes com microestacas no Teatro Circo de Braga (Pinto et al, 2004a)	63
Fig. 54	Representação dos três sistemas de jet grouting (Aldeias, 2011)	65
Fig. 55	Representação do processo construtivo de painéis de CSM (Aldeias, 2011)	68
Fig. 56	Vista final da contenção no alçado norte (Núncio et al, 2012)	69
Fig. 57	Corte da estrutura à esquerda e vista final da contenção à direita (Pereira et al, 2012)	70
Fig. 58	Vista da escavação e execução de paredes de Berlim Definitivas (Matias et al, 2010)	71
Fig. 59	Vista da parede moldada, das estacas, da banquetta e do escoramento metálico (Matias et al, 2010)	71
Fig. 60	Vista da execução de ancoragens na parede de Berlim Definitiva, no alçado frontal (Fotografia do autor, 2013)	72
Fig. 61	Vista da banda de laje (Fotografia do autor, 2013)	73
Fig. 62	Vista do travamento através de bandas de lajes (Pinto et al, 2008)	73
Fig. 63	Vista da escavação e da armadura pronta a ser betonada contra o paramento (Pinto et al, 2008)	74
Fig. 64	Vista do travamento através de bandas de laje nos cantos e treliças metálicas (Pinto et al, 2008)	74

Fig. 65	Vista da contenção periférica tipo Berlim Definitivo (www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)	75
Fig. 66	Vista da parede moldada (www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)	76
Fig. 67	Vista da cortina de estacas e vigas cintas ao longo da Rua Sousa Martins (www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)	76
Fig. 68	Vista da execução de parede de betão armado (www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)	77
Fig. 69	Vista dos pilares definitivos e do travamento metálico entre vigas (www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)	77
Fig. 70	Vista da solução de contenção na zona A (Pinto et al, 2004a)	78
Fig. 71	Vista da solução de contenção na zona B (Pinto et al 2004a)	78
Fig. 72	Vista da contenção periférica interior (Pinto et al, 2010a)	79
Fig. 73	Vista da contenção periférica tipo Berlim Definitivo, na zona das fachadas a preservar (Pinto et al, 2010a)	80
Fig. 74	Vista da laje de acesso ao edificio da PT (Pinto et al, 2010a)	80
Fig. 75	Corte tipo da estrutura de contenção e fundação (Costa e Durão, 2010)	81
Fig. 76	Vista da contenção periférica tipo Berlim Definitivo (Pinto et al, 2010e)	82
Fig. 77	Vista dos travamentos e da contenção periférica (Pinto et al, 2010e)	83
Fig. 78	Vista em planta da localização do Parlamento Helénico e do parque automóvel subterrâneo (Leonidou et al, 2001)	84
Fig. 79	Corte tipo da solução de contenção periférica ((Leonidou et al, 2001)	84
Fig. 80	Localização do edifício e da zona de escavação (Pinto et al, 2001)	85
Fig. 81	Corte tipo das soluções de contenção periférica (Pinto et al, 2001)	85
Fig. 82	Planta da solução adotada (Pinto et al, 2004)	87
Fig. 83	Soluções adotadas para a cortina e para o recalçamento de paredes interiores (Pinto et al, 2004)	87
Fig. 84	Corte tipo das soluções de contenção (Carvalho e Pimentel, 2004)	88
Fig. 85	Planta da zona de intervenção e da solução de contenção (Fortunato et al, 2004)	90

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Classificação de solos coerentes quanto à sua consistência (Terzaghi e Peck, 1948)	8
Tabela 2. Parâmetros geomecânicos do terreno (Núncio et al, 2012)	17
Tabela 3. Propriedades do solo de fundação e das interfaces (Pereira et al, 2012)	18
Tabela 4. Caracterização Geológica/Geotécnica dos Terrenos Intersectados pelas Sondagens (Matias et al, 2010)	19
Tabela 5. Parâmetro geomecânicos (Pinto et al, 2010c)	25
Tabela 6. Parâmetros geomecânicos do solo (Pinto et al, 2010d)	26
Tabela 7. Parâmetros geomecânicos do solo	31
Tabela 8. Parâmetros geotécnicos (Antunes, 2012)	32
Tabela 9. Caraterísticas do terreno (Carvalho et al, 2004)	88
Tabela 10. Caraterísticas do terreno (Fortunato et al, 2004)	90
Tabela 11. Caraterísticas gerais e soluções adotadas em cada obra de recalçamento	k
Tabela 12. Análise Comparativa das Metodologias Construtivas	o
Tabela 13. Caraterísticas gerais e soluções adotadas em cada obra de contenção	s

SIMBOLOGIA

'' – Polegadas

C – Coesão do solo

c' – Coesão efetiva do solo

cm – Centímetros

D – Largura ou diâmetro

E – Módulo de deformabilidade

Fig. – Figura

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

Kg – Quilograma

m – Metros

m^2 – Metro quadrado

m^3 – Metro cúbico

mm – Milímetros

MPa – mega pascal

Ø – Diâmetro

° – Graus

P – Profundidade

p. – Página

TM – Tubo manchete

Vol. – Volume

ZG – Zona geológica

γ – Peso volúmico do solo

σ_c – Tensão de cedência

Φ' – Ângulo de atrito interno efetivo

ν – Coeficiente de Poisson

ABREVIATURAS

AECOPS – Associação de Empresas de Construção e Obras Públicas e Serviços

CPT / CPTU - Cone Penetration Test

CSM – Cutter Soil Mixing

CTT – Correios Telégrafos e Telecomunicações

IC2 – Itinerário Complementar 2

IPCC – Instituto Português do Património Cultural

IRS – Injeção Repetitiva e Seletiva

N_{SPT} – Número de pancadas do ensaio Standard Penetration Test

PEAD – Polietileno de Alta Densidade

PT – Portugal Telecom

PVC – Policloreto de Vinil

SPT – Standard Penetration Test

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A reabilitação urbana é um tema que tem vindo a assumir enorme importância ao longo da última década em Portugal, todavia na maioria dos países europeus há muito que a reabilitação de património edificado representa valores da ordem dos 30% do total de trabalhos no sector da construção civil, enquanto em Portugal se estima um valor próximo dos 6%, segundo dados estatísticos da AECOPS (Afonso et al, 2009). A reabilitação do património edificado é de extrema importância para qualquer país e ainda mais o será para um país como Portugal, cheio de história, tradições e estilos arquitetónicos, que importa conservar e reabilitar. Os edifícios fazem parte da história de um povo, através deles e do modo como se desenvolveram é possível caracterizar as diferentes fases de crescimento de um país, nomeadamente em aspetos como a qualidade de vida das pessoas e a atividade económica que dado país atravessou ao longo dos séculos.

Existem edifícios centenários em Portugal com valor incalculável, que nos foram deixados pelos nossos antepassados e que importa conservar ou reabilitar para que a sua memória se perpetue no tempo. Uma das maiores riquezas de um povo é a preservação da sua memória, das suas tradições, e os edifícios históricos são uma das melhores maneiras de o concretizar. Além disso o turismo e o lazer são hoje uma das indústrias mais importantes e, em geral, a existência de monumentos e de edifícios centenários em bom estado de conservação representam um polo de atração turística, gerando direta e indiretamente receitas financeiras para um país.

O estudo e a reabilitação de edifícios antigos permitem compreender as técnicas de construção que eram utilizadas na época, e no caso do estudo em análise importa sobretudo compreender, além dos materiais empregues, quais os tipos de fundações existentes. No caso em estudo visa-se, com particular atenção, entender qual o tipo de fundação que dado edifício possui e o tipo de solo no qual ela está fundada, para dessa forma se poder implementar a melhor solução de reabilitação com as técnicas atuais, atendendo a critérios descritos na Carta de Atenas e na Carta de Veneza, documentos que definem critérios como a autenticidade, compatibilidade e reversibilidade. As recomendações são desejáveis e necessárias, de modo a estabelecer metodologias de análise racionais e métodos de intervenção apropriados ao contexto cultural.

O padrão de vida tem mudado ao longo dos tempos e com isso assiste-se a uma melhoria das condições de vida das populações, que se traduz, nomeadamente, na melhoria das condições de habitabilidade, conforto e acessibilidade ao património edificado. Para atender a estas exigências, muitas vezes existe a necessidade de modificar as condições iniciais para as quais determinado edifício foi projetado, quer seja pela alteração do tipo de utilização, pelo aumento de área ou simplesmente para garantir a integridade e habitabilidade do edifício. Na maioria das vezes o grau de degradação do património

edificado é tão grande que a intervenção pode ter uma das três seguintes abordagens: a) demolição total do edifício quando for economicamente inviável a sua reabilitação; b) demolição do interior do edifício, mantendo as fachadas; c) aproveitamento do maior número possível de elementos estruturais e não estruturais do edifício. Neste âmbito a geotecnia é uma ciência fundamental no apoio à decisão na reabilitação do património edificado, porque permite avaliar a interação estrutura-solo e definir quais os métodos aconselháveis em cada tipo de reabilitação. A geotecnia permite saber qual o comportamento do solo em resposta às ações da estrutura de um edifício solicitadas através das sapatas de fundação dos mesmos.

Como tal, o presente trabalho pretende contribuir para melhor compreender os problemas inerentes ao processo de reabilitação urbana, nomeadamente a execução de contenções periféricas com ou sem recalçamento ou reforço de fundações, tendo em consideração as técnicas ao dispor, os seus problemas construtivos e consequências de ordem geológico-geotécnica e estrutural em edifícios ou terrenos contíguos.

1.2 Objetivos e Metodologia

Portugal é dos poucos países europeus que persiste na cauda da Europa ao nível da reabilitação do património edificado, apresentando a mesma uma expressão marginal no setor da construção civil. Com a crise no setor da construção (dados AECOPS 2013), a reabilitação urbana surge como uma oportunidade para as empresas e profissionais ligados ao setor, bem como permite recuperar o património edificado, deixando para as gerações vindouras um importante legado.

Atualmente o património edificado em Portugal supera o número de agregados familiares, sendo urgente acabar ou limitar a construção nova, o que acarreta custos futuros nomeadamente ao nível da exploração da rede de infraestruturas, já de si tão dispersa pelo território. Urge portanto reabilitar o edificado, visando a reocupação dos centros urbanos, que ao longo das últimas décadas perderam grande parte da população. A reabilitação urbana traz vantagens económicas e ambientais, bem como uma nova vivacidade aos centros urbanos.

Pretende-se com este trabalho realizar uma leitura crítica da bibliografia publicada na área da reabilitação de edifícios envolvendo as fundações ou a abertura de caves e analisar os diferentes parâmetros e soluções adotados, de forma a permitir tirar conclusões sobre as metodologias a selecionar em função do tipo de solo e dos condicionalismos existentes.

1.3 Organização do Trabalho

Esta dissertação é composta por três capítulos, antecidos por uma introdução e rematados por uma conclusão, acompanhando, assim, as várias etapas do estudo em análise.

Após a introdução, aborda-se o tema do recalçamento e reforço de fundações. Descrevem-se os principais tipos de fundações, bem como as técnicas de diagnóstico e patologias das mesmas. São ainda apresentadas algumas soluções correntes de reforço, seguidas de casos práticos de obra, em que as mesmas são aplicadas. No final foi elaborada uma tabela com as principais características de cada caso de obra, bem como da solução aplicada.

No capítulo seguinte referem-se alguns dos principais tipos de processos construtivos, descrevem-se as suas características gerais, o seu processo construtivo, os campos de aplicação, bem como as vantagens e desvantagens dos mesmos. Para facilitar a análise, remata-se com uma tabela comparativa entre os vários processos construtivos.

Dedica-se o último capítulo a alguns casos de obra sobre contenções periféricas, realizadas em Portugal e no estrangeiro. Apresenta-se uma tabela englobando as principais características da cada obra, bem como a solução aplicada.

Por fim, apresentam-se as conclusões gerais obtidas no estudo realizado. Propõem-se, ainda, futuros desenvolvimentos, com indicações e recomendações, no âmbito da análise elaborada.

Em anexo, apresentam-se de forma sintetizada nas Tabelas 11 e 13, as principais características e soluções adotadas em cada obra de recalçamento e contenção, respetivamente. Estas tabelas permitem, numa primeira fase, avaliar o tipo de metodologia utilizada, bem como as condicionantes impostas pelo projeto, quer sejam de ordem geológica, geotécnica, hidrogeológica, quer de localização e espaço disponível em obra.

Igualmente em anexo, apresentam-se de forma sintetizada, na Tabela 12, as principais vantagens e desvantagens de cada metodologia construtiva. Esta tabela permite, numa primeira fase, avaliar o tipo de metodologia mais apropriada, consoante as condicionantes impostas pelo projeto, quer sejam de ordem geológica, geotécnica, hidrogeológica, ou de localização e espaço disponível em obra e, por último e não menos importante, fatores relativos a prazos de execução.

2. RECALÇAMENTO E REFORÇO DE FUNDAÇÕES

2.1 Introdução

A intervenção no património edificado resulta não só da necessidade de reabilitar a superestrutura, mas também, na maioria dos casos e de forma mais premente, de agir ao nível da sua infraestrutura, ou seja as fundações dos edifícios.

As fundações de qualquer edifício são os elementos que garantem a transmissão de cargas ao terreno, provenientes da estrutura e como tal são elementos de extrema importância, nomeadamente no comportamento estrutural de todo o edifício. As fundações fazem parte do todo de um edifício, assumindo um importante papel histórico, revelando inclusive informações acerca do processo construtivo associado. De acordo com as recomendações das Cartas de Atenas e de Veneza torna-se importante quando tal for possível a sua conservação (Tsatsanifos, 2006).

O reforço de fundações é com frequência uma necessidade na reabilitação urbana, nomeadamente nos edifícios antigos, mas também nalguns edifícios contemporâneos e existem diversos fatores que levam a equacionar este tipo de operação (Paulo e Branco, 2006), como sejam:

- Alteração das condições geológico-geotécnicas e hidrogeológicas do solo de fundação;
- Alteração estrutural do edifício;
- Alteração funcional do edifício, com consequente aumento das cargas transmitidas à fundação, quer seja pelo aumento do número de pisos, quer seja pela premente necessidade de execução de caves e galerias técnicas enterradas ou pela alteração de utilização prevista inicialmente;
- Deficiente dimensionamento das fundações;
- Descompressão do terreno provocado por escavações adjacentes;
- Arrastamento de finos devido à presença de água no solo;
- Abaixamento do nível freático;
- Fundações fundadas em estratos pouco competentes;
- Degradação dos elementos da fundação ao longo do tempo;

Na reabilitação de edifícios, sobretudo nos edifícios anteriores a 1950, importa compreender qual o fim para o qual determinado edifício estava projetado, assim como as técnicas construtivas e materiais nele empregue, por forma a escolher a melhor solução técnica no reforço ou recalce das fundações. Importa assim conhecer o comportamento estrutural do edifício e o comportamento do solo de fundação. As operações de reforço ou recalçamento de fundações são delicadas, acarretando riscos inerentes à sua execução, que devem ser cuidadosamente previstos em fase de projeto. O reforço da fundação de um

edifício deve em todo o caso ser alvo de um profundo estudo e só deve ser considerado em última análise (Appleton, 2006), porque além de acarretar riscos na sua execução é um processo moroso e consequentemente dispendioso. Ao estudar o edifício devemos verificar a possibilidade de dispensar tal trabalho, quer seja pela redução ou redistribuição de cargas aplicadas, de modo a permitir que as fundações mais solicitadas sejam aliviadas, ou por outro lado através da melhoria das propriedades geomecânicas do solo de fundação.

Caso a solução seja direcionada para o reforço ou recalce de fundações, o conhecimento do edifício permite na fase de projeto calcular com alguma precisão as cargas transmitidas às fundações.

2.2 Tipos de Fundações Correntes

2.2.1 Fundações em Edifícios Antigos

Denominam-se edifícios antigos, todos aqueles que foram construídos há mais de 50 anos. Os edifícios antigos eram geralmente constituídos por paredes-mestras em alvenaria de pedra argamassada, pavimentos em madeira e fundações que podem ser classificadas segundo três tipologias:

- Fundações diretas, normalmente por simples prolongamento das paredes resistentes dos edifícios, com sobrelargura das mesmas consoante as cargas aplicadas e as características do solo;
- Fundações semi-indiretas constituídas normalmente por poços de alvenaria de pedra ou pegões, com estrutura em arco em alvenaria de tijolo maciço sobre os mesmos (Fig. 1).

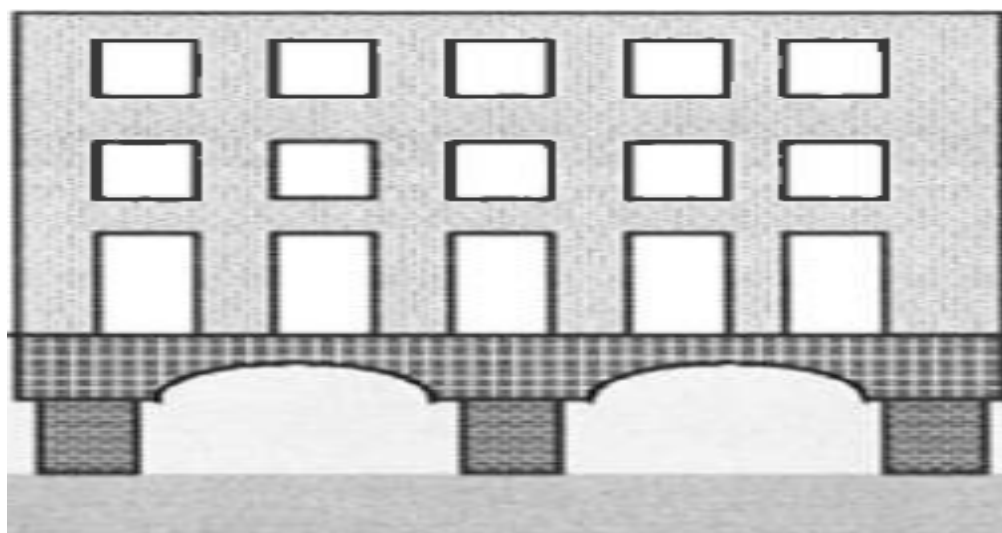


Fig. 1 Fundações em arco apoiadas em pegões
(Moura, 2006)

- Fundações indiretas, normalmente constituídas por estacas de madeira, encabeçadas por arcos ou lintéis em alvenaria de pedra, sobre uma plataforma em forma grelha em madeira

(Fig. 2). As estacas servem para confinamento e tratamento do terreno e ao mesmo tempo para fundar os edifícios em estratos de solo competentes;

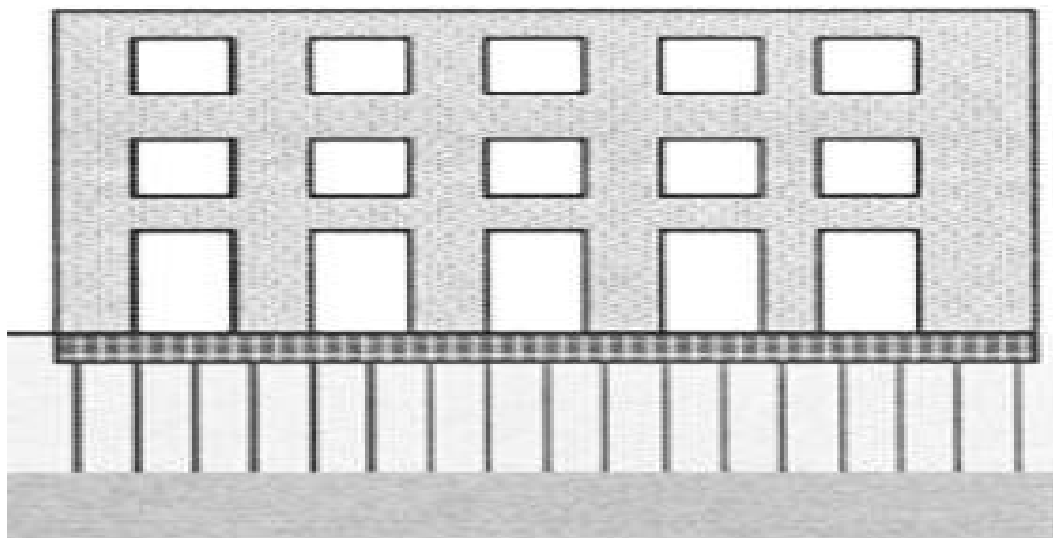


Fig. 2 Fundações por lintéis sobre estacas de madeira
(Moura, 2006)

2.2.2 Fundações em Edifícios Contemporâneos

Os edifícios contemporâneos, na sua larga maioria foram construídos segundo as técnicas mais recentes, com recurso a estruturas de betão armado. As fundações, à semelhança da descrição efetuada no ponto anterior podem ser classificadas segundo a mesma tipologia, embora neste caso a classificação das mesmas possa ser feita em função da profundidade (P) e da largura ou diâmetro (D), como se descreve:

- Fundações diretas constituídas por sapatas isoladas, combinadas ou corridas e a ensoleiramentos em que $P/D < 4$;
- Fundações semi-indiretas constituídas por estacas curtas ou a pegões, em que $4 \leq P/D < 10$;
- Fundações indiretas constituídas por microestacas, estacas, colunas de jet grouting, painéis CSM, entre outras, em que $P/D \geq 10$.

2.3 Técnicas de Inspeção e Diagnóstico

A reabilitação ou conservação do património edificado, exige um profundo conhecimento das soluções construtivas, dos materiais empregues, dos solos de fundação e da compreensão dos mecanismos de deterioração, o que nem sempre é fácil nos edifícios mais antigos, quer seja pela inexistência de projeto ou pelas alterações introduzidas ao longo do tempo e que não foram catalogadas (Moura, 2006a). Como tal torna-se necessário inspecionar o edifício, recolhendo o máximo de informação possível e diagnosticar eventuais problemas associados. Todos os dados recolhidos devem ser catalogados e

recolhidos documentalmente. A inspeção de um dado edifício pode-se dividir por duas fases distintas: uma fase preliminar não intrusiva e outra fase mais exaustiva e intrusiva. A inspeção preliminar tem como objetivo o levantamento visual ou com auxílio de pequenas ferramentas como réguas, prumos, níveis ou teodolito, de anomalias, como fissuras, desaprumos de paredes, desnivelamento de pavimentos, bem como o levantamento estrutural e as condições de funcionamento do edifício. Com base na recolha dos dados podem diagnosticar-se, através de uma relação causa-efeito, a origem de determinados problemas. Ultimamente têm sido utilizados métodos não intrusivos. Cite-se, a título de exemplo, os baseados na propagação da radiação eletromagnética e na propagação de ondas elásticas. Estes métodos permitem avaliar a presença de corpos sólidos, como são as fundações, não necessitando para tal da execução de qualquer sondagem.

Na maioria das vezes o levantamento preliminar por si só não chega para avaliar corretamente o edifício e torna-se necessário adotar métodos intrusivos, como a prospeção geotécnica e a execução de sondagens em paredes, pavimentos e elementos de fundação. A execução da prospeção geotécnica tem por objetivo avaliar e caracterizar o terreno de fundação, catalogando-o por estratos e avaliando as suas propriedades geológicas e hidrogeológicas, recorrendo a ensaios SPT (Standard Penetration Test), ensaios “vane” e ensaios com cone penetrómetro CPT / CPTU (cone penetration test).

O ensaio SPT permite determinar a resistência à compressão do solo e consiste em cravar no terreno um amostrador com dimensões e energia de cravação normalizados (pilão com 63,5 Kg de massa e altura de queda de 760 mm). O ensaio é realizado em 3 fases com penetrações de 15 cm respetivamente. O número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30 cm (2ª e 3ª fase) define o valor de N_{SPT} , conforme Tabela 1.

Tabela 1. Classificação de solos coerentes quanto à sua consistência (Terzaghi e Peck, 1948)

Classificação dos Solos	Muito Mole	Mole	Consistência Média	Duro	Muito Duro	Rijo
Penetração N_{SPT}	0-2	2-4	4-8	8-15	15-30	30
Tensão de Rotura (Kgf/cm ²)	0-0,25	0,25-0,50	0,50-1,00	1,00-2,00	2,00-4,00	>4,00

O ensaio “vane” permite determinar a resistência ao corte do solo e consiste na cravação de uma palheta de aço (Fig. 3), em forma de cruz, de dimensões padronizadas, introduzida no terreno por intermédio de um furo, até à cota desejada para a execução do teste. Após posicionamento da palheta, aplica-se um momento de torção à ponteira com uma velocidade de 0,1 a 0,2 graus / segundo. O momento de torção máxima permite a obtenção do valor da resistência não drenada do solo.

Os ensaios CPT/CPTU permitem medir as resistências de ponta e lateral, bem como a pressão intersticial do solo e consiste na cravação no solo de uma ponteira cônica, com ângulo de abertura de 60° a uma velocidade constante de 20mm/s.



Fig. 3 Palheta de ensaios Vane Test (www.damascopenna.com.br, consultado em 17 de abril de 2013)

As sondagens em paredes, pavimentos e elementos da fundação, permitem esclarecer alguns dos aspetos estruturais, como sejam a espessura das paredes e pavimentos, a orientação, a dimensão e profundidade dos elementos estruturais, bem como o material empregue em cada caso. Perante edifícios antigos, em que as paredes são formadas por alvenaria de pedra argamassada, podem executar-se ensaios in situ com macacos planos para avaliar o estado de tensão e as características de deformabilidade das paredes e outros elementos estruturais de alvenaria (Moura, 2006a). Esta técnica consiste na abertura de um rasgo na parede, no qual é colocado o macaco plano, o alívio das tensões instaladas pela abertura do rasgo faz com que o mesmo se anule e a função do macaco plano é introduzir uma pressão uniforme contra as paredes do rasgo por forma a anular as deformações ocorridas.

Em alternativa podem ser realizados ensaios de compressão em laboratório, para avaliação e determinação da resistência à compressão das alvenarias, sendo necessário a recolha de amostras da estrutura de alvenaria denominadas carotes. Este tipo de ensaio só se torna possível, se a recolha da amostra da estrutura de alvenaria se encontrar intacta (Moura, 2006a).

Recentemente surgiram métodos não intrusivos, baseados na propagação da radiação eletromagnética e na propagação de ondas elásticas, que permitem a deteção de heterogeneidades, como fundações antigas e a análise de vibrações nos edifícios ou do

terreno, avaliando a velocidade de propagação das ondas (Cóias, 2006). Estes métodos utilizam tecnologia de radar, trabalhando basicamente através de reflexão das ondas e possibilitam a obtenção da dimensão e profundidade de elementos enterrados, bem como a determinação das sucessivas camadas constituintes de um dado terreno e as características de deformabilidade dos materiais neles presentes.

Importa referir que nem sempre é possível realizar o tipo de testes descritos, pelo que na maioria dos casos o projetista tem de trabalhar com dados insuficientes e incompletos, tornando a sua missão muito mais difícil.

2.4 Patologias

A observação de edifícios tem revelado inúmeras situações que podem contribuir para o aparecimento de patologias. Estas resultam quer da falta de capacidade de carga do solo de fundação, quer por problemas estruturais dos elementos de fundação ou, ainda, pela conjugação dos dois. A falta de capacidade de carga do solo de fundação pode originar o assentamento do edifício e consequentemente o aparecimento de fissuras, o desnivelamento de pavimentos ou de padieiras de portas e janelas, o desaprumo de paredes (Moura, 2006). O assentamento de um edifício pode ser o resultado de diversos fatores, entre eles:

- A presença de água no solo de fundação, com consequente arrastamento de finos, devido a rotura de condutas, alteração do curso de linhas de água ou intempéries;
- A descompressão induzida no terreno, causada por escavações em terrenos contíguos ou aumentos de carga originados por construções vizinhas;
- À variação do nível freático, que é visível em estruturas fundadas sobre estacaria de madeira, originando o apodrecimento das estacas;
- Aumento de carga da estrutura relativamente à capacidade de carga do solo;
- Vibrações induzidas no solo, nomeadamente em solos arenosos, quer seja pelo tráfego, quer seja por trabalhos de escavação em terrenos contíguos, podendo originar o rearranjo do solo e consequentemente levar a um aumento da sua compacidade;

Os problemas estruturais dos elementos de fundação podem ter origem nas seguintes situações:

- Deficiente construção ou má execução do projeto estrutural das fundações;
- Degradação ao longo do tempo dos materiais constituintes dos elementos de fundação, ora pelo envelhecimento dos mesmos, ora por reações químicas alcalis-sílica do betão ou corrosão de armaduras;
- Alteração do nível freático, nomeadamente em estruturas fundadas por estacaria de madeira, originando o apodrecimento da mesma, resultando na progressiva diminuição da sua capacidade de carga;

- Meteorização das fundações, motivada pela remoção da argamassa de ligação da alvenaria de pedra das fundações, devido a escavações periféricas.

2.5 Soluções Correntes de Reforço

Como referido anteriormente, antes de se avançar para qualquer tipo de solução de reforço ou recalçamento deve-se ter o cuidado de reunir o máximo de informação possível, tanto acerca da estrutura do edifício como do solo em que está fundado. Nesse sentido existe uma vasta gama de técnicas e soluções de reforço e recalçamento de fundações (Moura, 2006), nomeadamente o tratamento do solo de fundação, o alargamento ou aprofundamento das fundações ou o recalçamento das mesmas (Fig. 4).

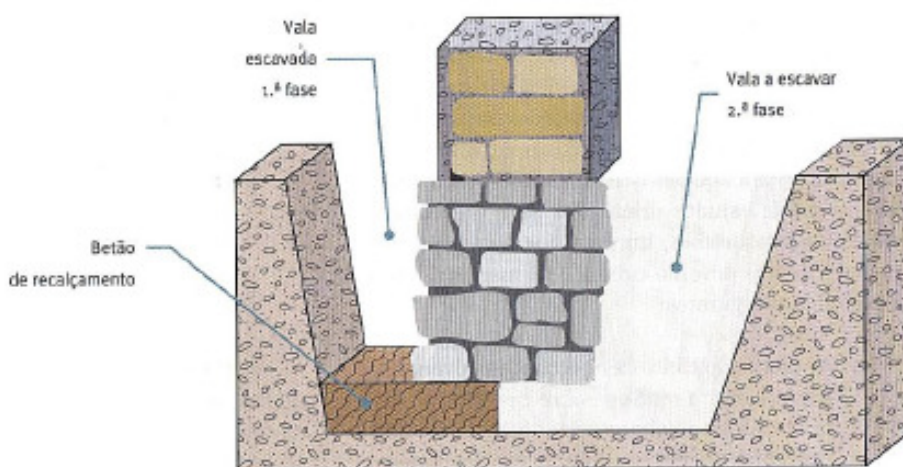


Fig. 4 Execução de recalçamento em alvenaria por fases (Appleton, 2003)

O tratamento do solo de fundação tem por finalidade o melhoramento das suas características de resistência e da sua compacidade (Neves, 2010). Existem diversas técnicas, entre elas, o tratamento de solo com recurso a injeção de caldas de cimento, através de tecnologias como o jet grouting ou a soluções de substituição dos solos de fundação por materiais mais resistentes, como betão pobre, ou até mesmo com solos com melhores características mecânicas. No geral, as soluções com injeção de calda de cimento são as mais vulgarmente utilizadas, pois permitem executar o trabalho com o mínimo de vibrações ou ruído, características que se revelam fundamentais em edifícios antigos, em que o estado avançado de degradação não permite a utilização de técnicas que introduzam grandes vibrações, correndo-se com estas o risco de colapso.

O alargamento de fundações (Fig. 5) é uma solução interessante, designadamente em casos em que a capacidade de carga do terreno esteja assegurada e se queira corrigir uma deficiente execução das fundações, tanto em fase de projeto como em obra. Torna-se igualmente relevante para fazer face a novos aumentos de carga, quer seja pelo aumento da volumetria ou das sobrecargas do edifício, pela substituição de materiais existentes por materiais mais pesados, como sejam lajes em betão armado, ou para melhorar o

Em situações correntes utiliza-se betão simples ou armado, geralmente fixados à fundação existente através de chumbadouros compostos por varões de aço ou a cintagem com betão armado (Fig. 6). Este último método pode ser realizado através da execução de nova grelha de varões de aço que é devidamente interligada com os varões de aço existentes, sendo posteriormente betonado o conjunto.

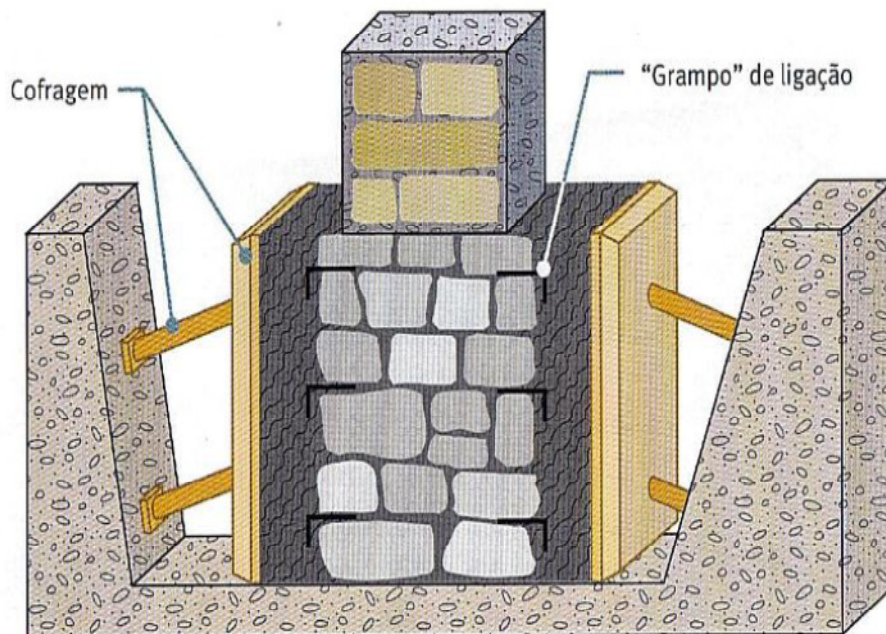


Fig. 5 Confinamento e alargamento de fundações (Appleton, 2003)

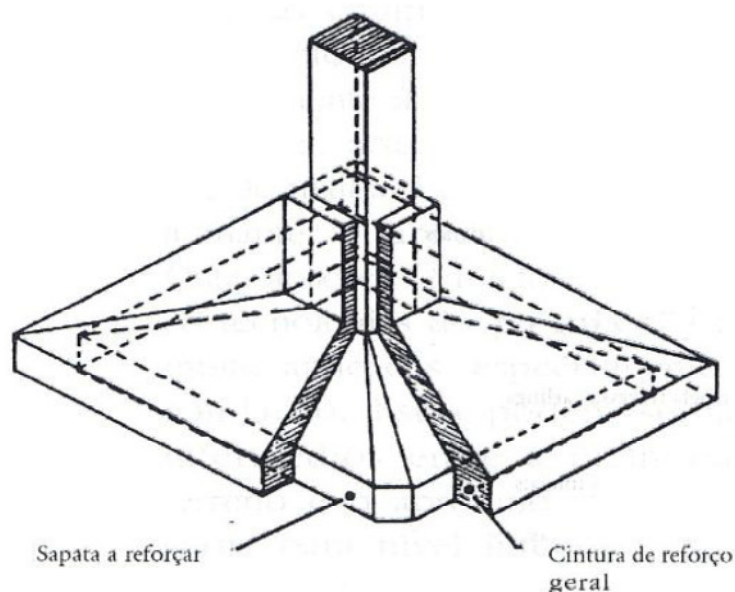


Fig. 6 Reforço de sapata por cinta de concreto armado (Coelho, 1996)

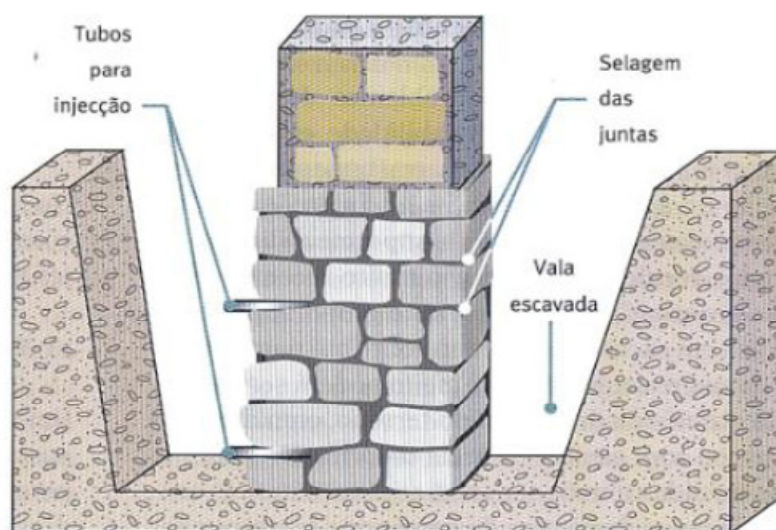


Fig. 7 Injeção de calda de cimento ou resinas epoxídicas em juntas de alvenaria de fundações (Appleton, 2003)

Em situações em que as fundações não estão alicerçadas num solo competente é necessário promover o aprofundamento das mesmas, de modo, a mobilizar os esforços para um estrato competente do solo. Entre as soluções mais correntes encontram-se as microestacas, as estacas e as colunas de jet grouting. A solução normalmente preconizada em edifícios antigos é a da execução de microestacas, uma vez que a sua execução não apresenta vibrações, não necessita de grande equipamento, o que se torna importante quando não há espaço e apresenta reduzida dimensão (diâmetro). Tais fatores tornam esta solução muito versátil, económica e aplicável na grande maioria dos casos (Neves, 2010).

O recurso a soluções de reforço com microestacas data de inícios de 1950, surgindo em Itália, com a designação de Pali Radice (Antunes, 2012). Tornou-se conhecida em Portugal como estacas raiz e foi desenvolvida pela Fondile. Esta técnica permitiu a execução de microestacas através da fundação existente e visava o reforço de fundações através da transmissão de cargas a um estrato de solo mais competente. Por outro lado, se o objetivo fosse a melhoria das características de resistência do solo de fundação, utilizava-se a técnica denominada Reticulated Pali Radice (Fig. 8), que consistia na execução de uma malha tridimensional de microestacas, o que possibilitava a homogeneização do solo, nomeadamente em estruturas que tinham sofrido assentamentos diferenciais.

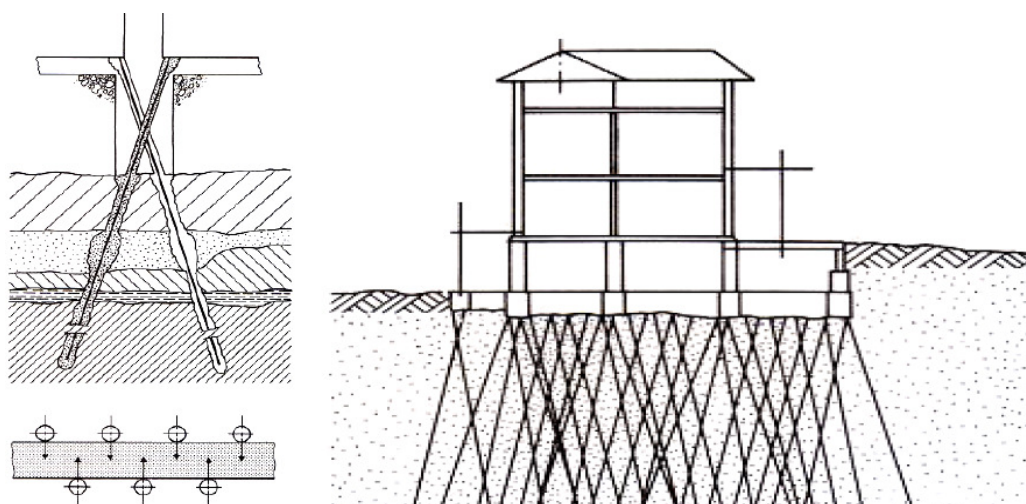


Fig. 8 Solução de reforço com microestacas Pali Radice à esquerda e solução reticulated Pali Radice com microestacas à direita (Antunes, 2012)

O recalçamento de fundações atualmente é um processo com larga utilização, principalmente quando a camada superficial de fundação tem fraca capacidade resistente, sendo necessário aprofundar os elementos de fundação até um estrato de solo competente e quando se pretende recalçar as fachadas de um edifício, visando dotar os edifícios mais antigos da execução de caves, quer seja para estacionamento, quer seja para galerias técnicas. Neste sentido existem diversas técnicas de recalçamento, como estacas, microestacas, colunas de jet grouting.

O recalçamento de fachadas de edifícios antigos é atualmente executado recorrendo a microestacas, solidarizadas no topo à estrutura existente através de vigas de coroamento em ambos os lados, em betão armado ou vigas em aço, devidamente recozidas com varões ou barras de aço pré-esforçado, conforme Fig. 9. A utilização do aço pré-esforçado visa unicamente garantir a correta ligação entre a fundação existente e as vigas de coroamento, de modo a possibilitar a transmissão de carga da estrutura para as microestacas.

Nas situações em que as fundações são acessíveis apenas por um dos lados, executa-se o reforço recorrendo a pares de microestacas, ligadas por uma viga de recalçamento ou bandas de laje, em que a fiada mais próxima da fachada funciona à compressão e a fiada mais distante funciona à tração (Fig. 10).

As soluções de reforço de fundações com recurso a microestacas podem ser mobilizadas ativamente ou passivamente. O reforço é passivo se apenas entrar em funcionamento quando a estrutura for sujeita a um aumento de carga ou mediante atividade sísmica. O reforço é ativo se previamente se executar um escoramento da fachada, com consequente alívio de tensões ao nível da fundação, pelo que após execução das vigas de coroamento e desativação do escoramento os esforços passam a ser transmitidos não só através da fundação existente como das vigas de coroamento, que por sua vez descarregam as cargas nas microestacas até ao estrato de solo competente.



Fig. 9 Solução de recalçamento de fachada com vigas de coroamento em cada face da parede, apoiada em microestacas (Fotografia do autor, 2013)

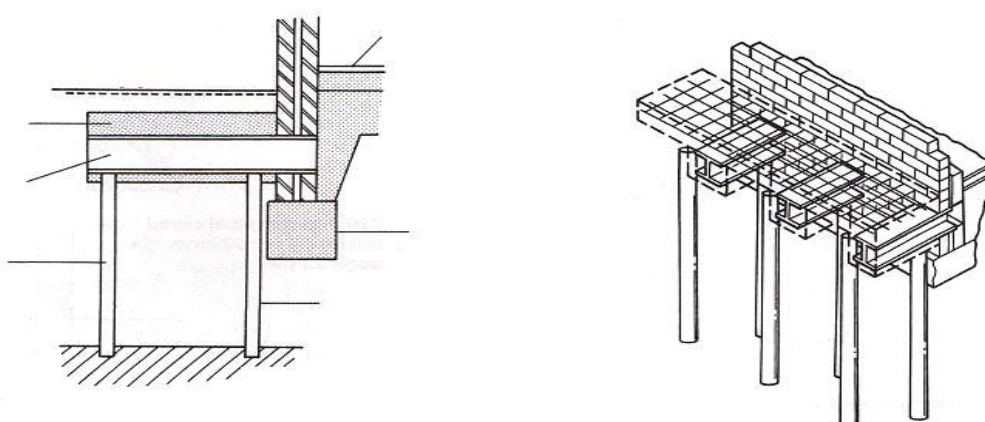


Fig. 10 Solução de recalçamento com fundação acessível apenas por um dos lados, recorrendo a pares de microestacas (Antunes, 2012)

2.6 Casos de Obra

2.6.1 Recalçamento de Muralha na Calçada Marquês de Abrantes em Lisboa

A obra consistiu na realização de uma escavação com 7m de altura, abaixo das fundações de muralha em alvenaria de pedra, sendo necessário recalçar a mesma (Fig. 11).



Fig. 11 Vista da muralha (Núncio et al, 2012)

A obra apresentava algumas condicionantes, nomeadamente, de ordem geológica, geotécnica, hidrológica e de vizinhança. Tendo por objetivo a caracterização geológico-geotécnica do solo, foram realizadas duas campanhas de sondagens no terreno com execução de 8 furos, com recolha de carotes, execução de ensaios SPT e medição do nível de água no interior dos furos. Após os referidos ensaios foi possível construir a Tabela 2 com os principais parâmetros geomecânicos do solo.

A obra insere-se numa zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e diversas construções vizinhas que importava preservar, nomeadamente edifícios centenários, constituídos na sua maioria por paredes de alvenaria de pedra e pavimentos de madeira.

Existia também uma condicionante prevista no projeto de arquitetura, que previa a demolição de parte da muralha para instalação do núcleo de elevadores e rampas de acesso ao estacionamento automóvel.

O recalçamento da muralha foi executado recorrendo a duas fiadas de microestacas, sendo uma fiada inserida no muro através de furos com 20cm de diâmetro e outra executada no interior da escavação junto à muralha, sendo solidarizadas entre si através de viga de recalçamento em betão armado. A viga de recalçamento serviu como primeiro nível de ancoragens, garantindo ao mesmo tempo a estabilidade da muralha e a possibilidade de execução da escavação e posterior contenção periférica em condições de segurança (Núncio et al, 2012), conforme Fig. 12.

Tabela 2. Parâmetros geomecânicos do terreno (Núncio et al, 2012)

ZG	Formação	N _{SPT} (palcadas)	γ (KN/m ³)	Φ ' (o)	c ' (KPa)	E (MPa)	K ₀	V _{solo}
ZG4	Aterros	<10	16	15	0	1	0,5	0,2
ZG3	Aluviões	18	18	22	1	30	0,5	0,2
ZG2	Argilas siltosas e margosas	<50	20	28	20	40	0,5	0,2
ZG1	Argilas siltosas e areno-margosas	60	21	32	50	80	0,6	0,49

As microestacas foram injetadas através de sistema de injeção repetitiva e seletiva (IRS), no comprimento correspondente ao bolbo de selagem (cerca de 7,0m) e foram implantadas com afastamento médio entre si de 2,75m.

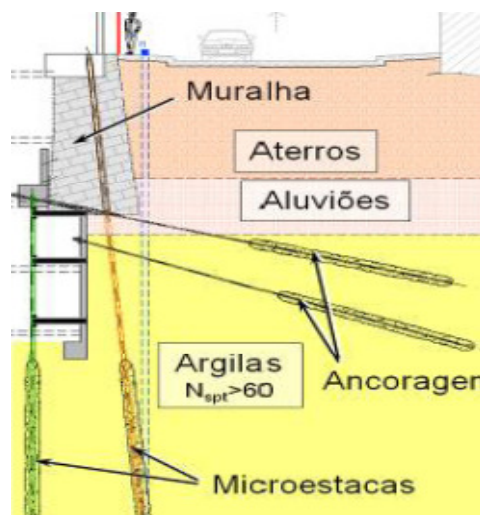


Fig. 12 Corte tipo do alçado norte da muralha (Núncio et al, 2012)

2.6.2 Recalçamento de Fachada Principal de Edifício na Baixa de Lisboa

A obra consistiu na realização de contenção periférica com 14m de altura e 27m de desenvolvimento, para construção de novo edifício, com manutenção da fachada principal, o que levou à necessidade do seu recalçamento. O edifício existente data de meados do século XIX, com 20m de altura acima do nível da Rua Ivens e uma semi-cave com 3,6m de pé-direito. A sua estrutura é constituída por paredes de alvenaria de pedra pelo exterior, sendo as paredes interiores em estrutura de madeira preenchida por pedra argamassada ou tijolo. Os pavimentos e cobertura são em estrutura de madeira.

A obra insere-se numa zona densamente urbanizada, delimitada por edifícios adjacentes da mesma época e com construção semelhante. O edifício está situado na proximidade de uma galeria do metro de Lisboa, que se encontra 28m abaixo do nível da Rua Ivens.

O solo de fundação era constituído por camadas com inclinação acentuada na direção poente-nascente. Após sondagens efetuadas no local foi possível detetar o tipo de solo em cada camada. A primeira camada apresentava uma espessura variável entre 0,75m e 5m, constituída por aterros areno-argilosos com pedras soltas. A segunda camada detinha uma espessura de 10m a poente e 7,5m a nascente, constituída por aterro areno-argiloso. A terceira camada era formada por areia margosa muito fina, com cascões de grés calcário conquífero, situando-se a uma profundidade compreendida entre os 12,5m e os 15,95m. As sondagens não revelaram presença de água no solo (Pereira et al, 2012).

O relatório geotécnico possibilitou a caracterização do solo, segundo a teoria de Mohr-Coulomb, como indicado na Tabela 3.

Tabela 3. Propriedades do solo de fundação e das interfaces (Pereira et al, 2012)

γ (KN/m ³)	Φ (°)	c' (KPa)	E (MPa)	K_0	V_{solo}
18	30	10	25	0,5	0,3

O projeto previa a execução de uma viga de coroamento de betão armado com inclinação no intradorso e alinhada no extradorso (Fig. 13) ao nível da base da cave, em troços alternados. A viga de betão armado tem o extradorso alinhado com a face interna da parede de alvenaria existente e serviu de recalçamento à fachada do edifício, bem como viga de coroamento do muro de Berlim definitivo e primeiro nível de ancoragens. Após execução da viga foram executadas microestacas sub-verticais, com 20m de comprimento, espaçadas em planta de 1,25m a 2,5m, que serviram para estabilização da viga e para fundação ao recalçamento da fachada.

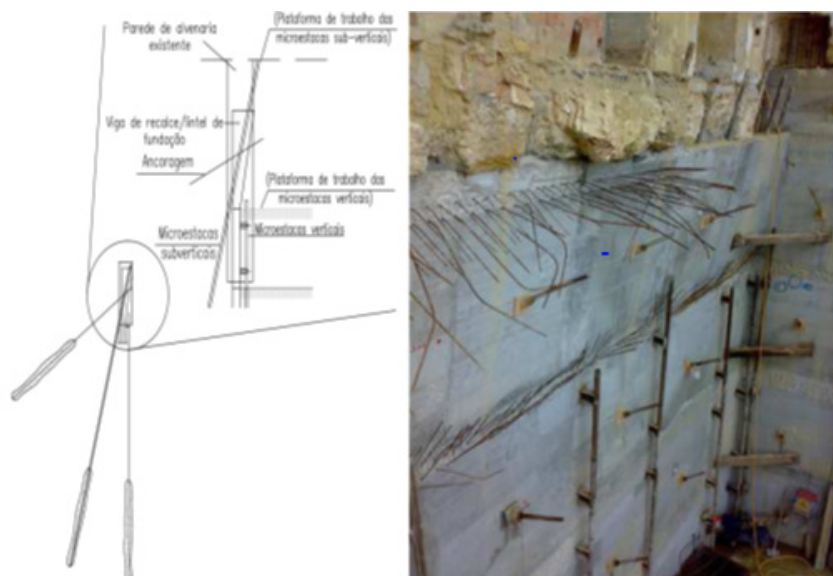


Fig. 13 Pormenor da estabilização da viga de coroamento à esquerda e vista da estrutura de contenção à direita (Pereira et al, 2012)

2.6.3 Escavação e Contenção Periférica num lote contíguo ao Rio Tejo

A obra consistiu na escavação e contenção periférica da construção do Observatório Europeu de Toxicodependência / Agência Europeia de Segurança Marítima, pertencente à Administração do Porto de Lisboa. O lote de terreno, com aproximadamente 11500m², situa-se entre a Av. da Ribeira das Naus e o rio Tejo. Os trabalhos compreendiam a execução de 9 estruturas independentes, com manutenção das fachadas de um edifício pombalino existente no interior do lote.

Existiam diversos constrangimentos na execução da obra, entre eles: o reduzido prazo para execução da obra; a presença de infraestruturas enterradas; a impossibilidade de utilização dos terrenos da via pública e a proximidade de arruamentos com grande tráfego.

As sondagens geotécnicas permitiram identificar o terreno de fundação, sendo este composto por 3 estratos, bem como as profundidades a que os mesmos se desenvolviam, conforme indicado na Tabela 4.

Tabela 4. Caracterização Geológica/Geotécnica dos Terrenos Intersectados pelas Sondagens (Matias et al, 2010)

Formação	Litografia	Idade	Profundidade
Aterros	Areias de granulometria variada, de fina a grosseira, siltosas silto-argilosas, com fragmentos ($D_{max}= 16$ cm) de natureza variada dispersos de natureza variada dispersos	Atual	5,5m a 14,8m
Aluviões	Lodos de cor cinzenta escura negra; Areias de granulometria variada, de fina a grosseira, siltosas, argilosas ou argilo-siltosas, de tons acinzentados e acastanhados; Argila de cor cinzenta com seixos rolados dispersos	Moderno	1,0m a 17,0m
Argilas e calcários dos Prazeres	Argilas de tons esverdeados azulados, por vezes acastanhados, localmente com seixos dispersos Areias de granulometria variada, de fina a grosseira, siltosas argilo-siltosas, de tons esverdeados, azulados acastanhados Argilas margosas, localmente com fragmentos de fósseis dispersos Siltos por vezes arenosos, de tons acastanhados ou acinzentados Calcarenito lumachélico irregularmente consolidado, de tons esbranquiçados	Miocénico	A partir dos 10,5m a 27,0m

As sondagens revelaram que o nível freático estava relacionado com os níveis de água registados no rio Tejo, estabilizando a profundidades mínimas de 1,5m.

O projeto enfrentava vários desafios, como a problemática da água afluenta ao interior da escavação e a minimização dos prazos de execução. A solução encontrada para minimizar a afluência de água ao interior da escavação foi conseguida à custa da execução de uma cortina de colunas secantes de jet-grouting, pelo interior do edifício.

A preservação das fachadas do edifício pombalino foi conseguida recorrendo a sistema vertical de estabilização das fachadas, constituído por estrutura metálica com dois níveis de travamento. O recalçamento foi obtido com recurso à execução de microestacas pelo interior do edifício, sendo encabeçadas por vigas de coroamento, recosidas entre si com varões de aço pré-esforçado (Fig. 14). As vigas de coroamento funcionaram como recalce das fachadas, uma vez que as cargas atuantes foram transferidas para a viga, que por sua vez descarregavam as cargas nas microestacas (Matias et al, 2010).



Fig. 14 Vista geral do recalce e da contenção das fachadas (Matias et al, 2010)

2.6.4 Palácio de Sotto Mayor em Lisboa

O palácio de Sotto Mayor foi construído entre 1902 e 1906, com autoria do Arq. Ezequiel Bandeira e foi classificado pelo Instituto Português do Património Cultural (IPPC) como imóvel de interesse público. O edifício dispunha de cave semi-enterrada, piso térreo nobre, 1º. piso e sótão com mansardas, com área de $30 \times 30 \text{ m}^2$ e era constituído por paredes de alvenaria de pedra e tijolo e vigamento em solho de madeira nos pavimentos.

O projeto previa a reabilitação do palácio, alterando as condições de utilização iniciais, sendo o objetivo proposto o de um edifício para fins de hotelaria, escritórios, comércio e estacionamento.

A obra consistiu na execução de 8 pisos enterrados em torno do palácio e a execução de uma nova cave e de uma galeria sobre a estrutura do palácio.

Existiam diversas condicionantes de localização, na execução dos trabalhos, como a proximidade ao túnel do metro na Av. Fontes Pereira de Melo, a presença de edifícios vizinhos com elevado valor patrimonial, bem como a localização em zona urbana servida por arruamentos em todas as direções.

As sondagens ao terreno determinaram uma zona geológica heterogénea, com 6 estratos de solo. A primeira camada era constituída por aterro, seguida de uma camada de calcarenitos, uma camada de argilas siltosas com componente margosa, assente sobre camada de calcarenitos, que por sua vez assentava sobre nova camada de argilas siltosas com componente margosa, e por fim a partir dos 25m de profundidade existia a presença de um estrato oligocénico. Os ensaios revelaram o nível freático abaixo dos 25m de profundidade.

A execução da galeria interior obrigou ao recalçamento das paredes interiores e exteriores do palácio. A solução adotada para a contenção do perímetro exterior do palácio passou pela execução de uma cortina de estacas com $\varnothing=800\text{mm}$ afastadas 1m, que foram travadas através de vigas de cintagem em betão armado pré-esforçado, revestido posteriormente com betão projetado. As vigas de cintagem localizavam-se ao nível dos futuros pisos enterrados, sendo betonadas contra o terreno e foram apoiadas na sua extremidade em perfis metálicos, para controlo da verticalidade.

As paredes interiores e exteriores do palácio foram recalçadas recorrendo a grelhas de vigas de betão armado pré-esforçado, apoiadas em microestacas, conforme Fig. 15. As vigas foram executadas de ambos os lados das paredes e foram solidarizadas entre si com recurso a varões de aço pré-esforçado tipo GEWI.



Fig. 15 Vista geral da solução de recalçamento interior do palácio de Sotto Mayor
(www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)

2.6.5 Teatro Circo de Braga

O Teatro Circo de Braga localiza-se no cruzamento da Av. da Liberdade com a Rua Gonçalo Sampaio, numa zona nobre da cidade de Braga. O projeto previa a construção de um novo auditório e respetivas infraestruturas de apoio no interior do edifício, e para tal houve necessidade de executar uma escavação com cerca de 11m de profundidade.

A necessidade de preservação do edifício levou a que a intervenção fosse executada de maneira a minimizar os impactos na estabilidade e na sua aparência. Estas condicionantes obrigaram a utilizar equipamentos que se ajustassem ao espaço disponível e sobretudo que não provocassem vibrações e ruídos. Outra das condicionantes prendia-se com a necessidade de conferir o necessário isolamento acústico entre a plateia a reconstruir e o novo auditório.

Os ensaios ao solo revelaram a ocorrência de uma camada superficial de solo vegetal com 2m a 6m de profundidade, que assentava sobre um maciço granítico com profundidade compreendida entre os 4m e os 15m. O nível freático situava-se abaixo da cota de escavação.

A solução proposta passou pelo recalçamento de paredes e pilares de forma simétrica (Fig. 16), recorrendo a microestacas de coroa circular, solidarizadas no topo por vigas de coroamento em betão armado, solidarizadas entre si com recurso a varões de aço pré-esforçado tipo GEWI. Foram executados maciços intermédios de betão armado para travamento horizontal das microestacas (Fig. 17), tendo como principal função a limitação do efeito de encurvadura das mesmas (Pinto et al, 2004a).

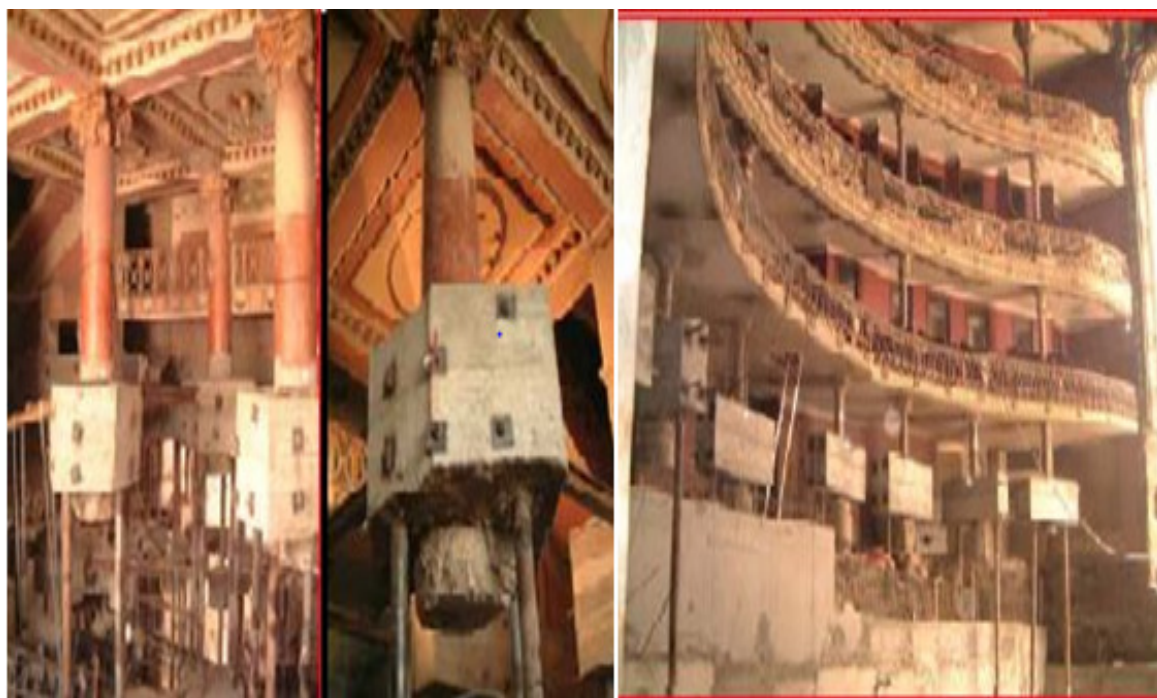


Fig. 16 Vista do recalçamento de pilares
(Pinto et al, 2004a)



Fig. 17 Vista dos maciços intermédios de betão armado
(Pinto et al, 2004a)

2.6.6 Empreendimento “Liberdade Street Fashion” em Braga

O empreendimento Liberdade Street Fashion localiza-se em Braga, num quarteirão delimitado pela Av. da Liberdade, pela Rua Dr. Gonçalo Sampaio, pela Rua de São Lázaro e pela Rua do Raio. A obra compreende a realização do referido empreendimento na totalidade do lote, com área de 5500 m², onde estavam implantados vários edifícios, entre eles a Portugal Telecom (PT) e os Correios de Portugal (CTT). O projeto previa a manutenção integral do edifício da PT, garantindo a operacionalidade e acessibilidade ao mesmo durante a obra, bem como das fachadas do edifício dos CTT e de outros situados na esquina da Rua de São Lázaro com a Rua do Raio, conforme Fig. 18. Foram efetuadas 12 sondagens ao solo e 12 poços de inspeção na proximidade das fachadas a recalçar, que permitiram definir os estratos de solo presentes, sendo o primeiro formado por materiais de aterro de composição areno-siltosa, sob maciço granítico com comportamento terroso, assente sob maciço rochoso muito a medianamente alterado, nos horizontes intermédios, que por sua vez assentava sob um maciço rochoso medianamente a pouco alterado, de razoável a boa qualidade. Os ensaios revelaram que não havia qualquer condicionante de ordem hidrogeológica na execução do trabalho.

A solução proposta para o recalçamento das fachadas consistiu na execução de fiadas de microestacas em ambas as faces, solidarizadas no topo por vigas de recalçamento e ligadas entre si através de mecanismos de costura, constituídos por barras de aço pré-esforçado de alta resistência (Pinto et al, 2010a). Este trabalho requereu a estabilização prévia das fachadas recorrendo a escoramento de estrutura metálica, que foi apoiado em microestacas, conforme Fig. 19. Outra das preocupações consistiu na construção de uma rampa de acesso

aos pisos inferiores, que passava por um pilar do edifício da PT, sendo necessário o recalçamento do mesmo, com recurso a viga de coroamento apoiada em microestacas.

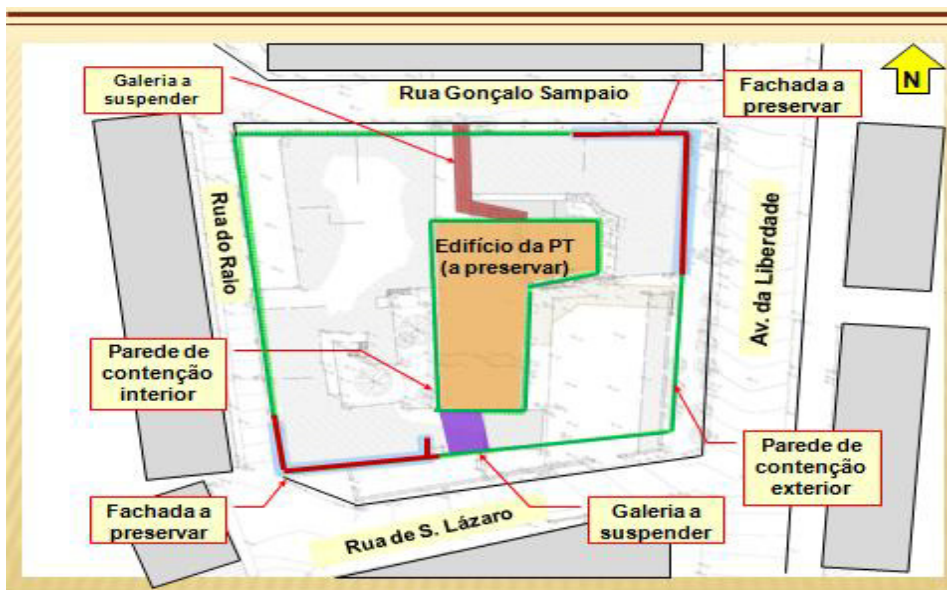


Fig. 18 Localização da área de intervenção (Pinto et al, 2010a)

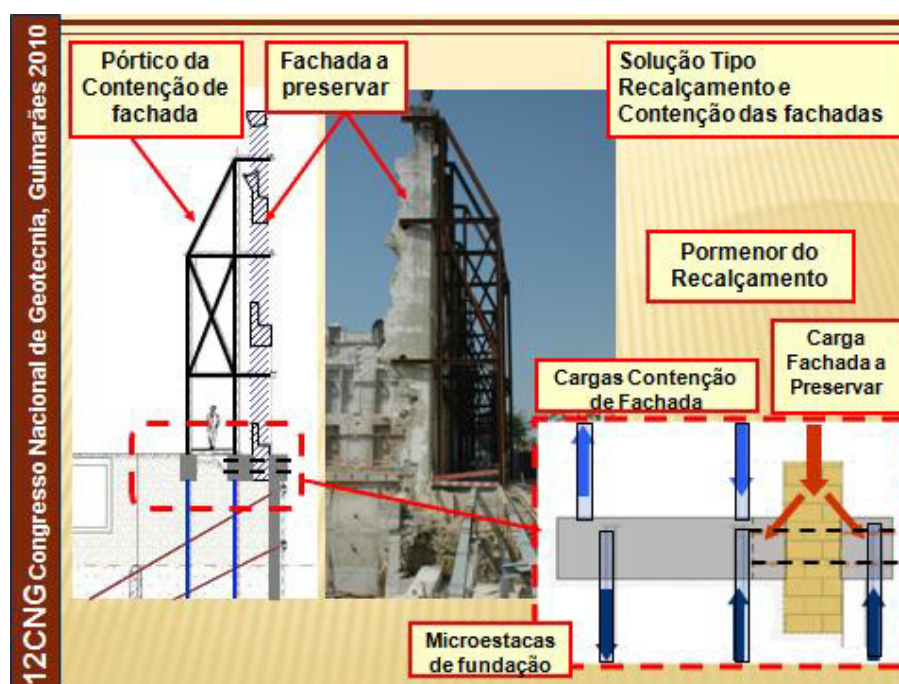


Fig. 19 Vistas da contenção e do recalçamento das fachadas (Pinto et al, 2010a)

2.6.7 Passagem Inferior à Praça José Queiroz em Lisboa

A passagem inferior à Praça José Queiroz é uma estrutura em betão armado, com uma laje de espessura constante que é apoiada pelo exterior por duas cortinas de estacas e pelo interior através de nervura em pilares estaca, sendo o vão total compreendido entre os 24,7m e os 26,7m. Esta obra é uma importante via no acesso a Lisboa, assegurando a

ligação ao IC2 e à Av. Infante D. Henrique, sob a qual foram escavados os novos túneis da linha vermelha do metropolitano de Lisboa. A execução dos túneis localizados a uma profundidade de cerca de 10,0m e 2,0m abaixo da base das estacas do alinhamento central, levando à necessidade de recalçamento das mesmas. Os ensaios ao solo permitiram caraterizar o solo (Tabela 5), que era constituído por Areolas de Braço de Prata, sob Calcários de Marvila. O projeto previa a manutenção das condições de circulação rodoviária em matéria de segurança e fluidez do tráfego.

A solução de recalçamento dos pilares estaca, situados na zona central, foi conseguida recorrendo a microestacas auto-perfurantes em coroa circular, tendo sido encamisadas por uma bainha de PEAD, por razões de durabilidade. As microestacas foram encabeçadas por vigas de coroamento (Fig. 20), solidarizadas aos pilares existentes apenas na fase final dos trabalhos de escavação dos túneis, através de mecanismos de costura com barras de aço pré-esforçado tipo GEWI (Pinto et al, 2010c). Sob as vigas apoiavam os novos pilares metálicos Ø508x12,5mm, em aço S355, os quais foram apoiados em macacos planos, por forma a garantir a correção de deformações decorrentes da escavação dos túneis. A solução prevista para os alinhamentos laterais foi obtida através do processo anteriormente descrito, sem recorrer aos macacos planos (Fig. 21).

Tabela 5. Parâmetro geomecânicos (Pinto et al, 2010c)

Formação		γ (KN/m ³)	Φ (o)	c' (KPa)	E (MPa)	ν
Areolas Braço de Prata	Superiores	20,0	30	0	15	0,3
	Inferiores	20,0	34	0	50	0,3
Calcários de Marvila		21,0	38	10	100	0,3

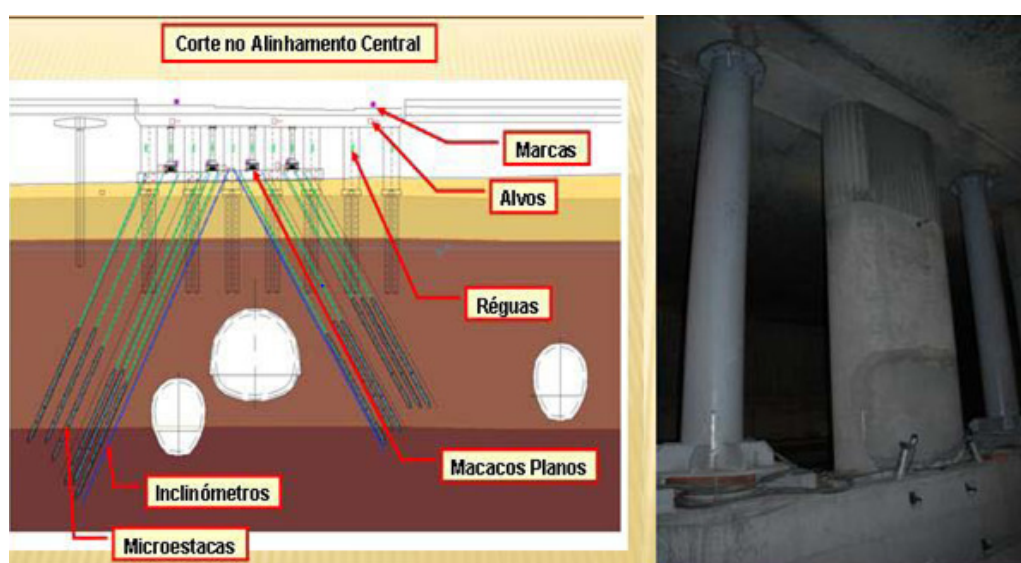


Fig. 20 Corte do alinhamento central à esquerda e vista final da viga de recalçamento e dos pilares metálicos (Pinto et al, 2010c)

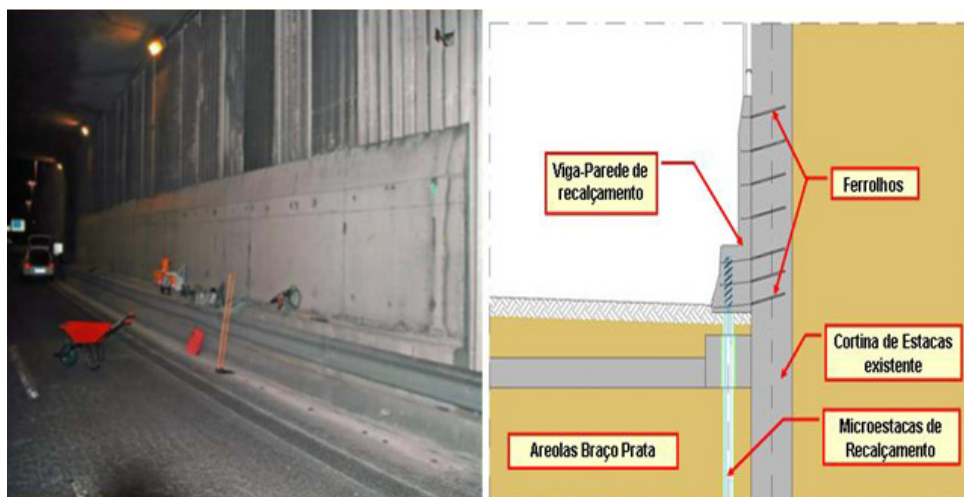


Fig. 21 Vista final do recalçamento das cortinas de estacas laterais e corte esquemático (Pinto et al, 2010c)

2.6.8 Edifícios Industriais no Local da Antiga Trefilaria em Sacavém

A Antiga Trefilaria de Sacavém situa-se junto ao Rio Trancão, em Lisboa, sendo composta por vários armazéns, em estrutura metálica, que descarregavam os esforços em sapatas isoladas. Os edifícios foram construídos sob camada de aterro com 2,0 m a 3,0 m, sob solos aluvionares saturados, que ao longo do tempo sofreram fenómenos de consolidação, originando assentamentos das estruturas existentes. As sondagens efetuadas permitiram caracterizar o solo (Tabela 6), que era constituído por camada superficial de aterros areno-argilosos com zonas pedregosas acastanhados, com espessura variável entre 4,5m a 5,0m, sob camada de depósitos aluvionares, constituídas por lodos argilo-siltosos com pequenas passagens areno-siltosas, negros e argila silto-lodosa, cinzento escura, com lentículas arenosas intercaladas, com espessuras compreendidas entre os 26,0m e os 58,0m, assente sob substrato miocénico. O nível freático detetado no local era elevado, determinado pela cota de água do rio Trancão. O projeto previa o normal funcionamento de determinados armazéns, enquanto se intervencionavam outros.

Tabela 6. Parâmetros geomecânicos do solo (Pinto et al, 2010d)

Formação	γ (KN/m ³)	Φ' (°)	c' (KPa)	E (MPa)	ν
Aterros	20,0	30	1	10	0,3
Lodos Argilosos	17,0	20	15	1,5	0,3
Lodos Arenosos	18,0	30	10	10	0,3
Miocénico	20,0	35	5	60	0,3

Nas zonas onde se verificaram pequenos assentamentos, a solução proposta passou pela substituição de aterros existentes por agregados leves do tipo “GeoLeca”, devidamente

envolvidos em manta geotêxtil, para impedir a sua colmatação a longo prazo. Em todas as outras zonas foi necessário o recalçamento das sapatas existentes, recorrendo à execução de microestacas, com furação executada à rotação, compostas por tubos metálicos de aço N80 (API 5A), atingindo profundidades da ordem dos 70,0m e com comprimento de selagem de 12,0m (Pinto et al, 2010d). As microestacas foram solidarizadas aos maciços de encabeçamento e às vigas de recalçamento, através de mecanismos de costura com barras de aço pré-esforçado (Fig. 22).



Fig. 22 Vista das vigas de recalçamento das sapatas interiores da estrutura metálica existente (Pinto et al, 2010d)

2.6.9 Edifício na Av. Lourenço Peixinho em Aveiro

O edifício localiza-se na Av. Lourenço Peixinho, na zona nobre da cidade de Aveiro, sendo composto por piso térreo e 3 pisos elevados, encontrando-se confinado lateralmente, tendo à sua direita um edifício composto por 7 pisos elevados e fundado diretamente por meio de estacas e à esquerda um edifício composto por 3 pisos elevados e cave recuada. O projeto previa a construção de um novo edifício com uma cave e 4 pisos elevados, com aproveitamento e conservação da fachada principal, constituída por parede em alvenaria de pedra. As sondagens efetuadas possibilitaram o conhecimento dos vários estratos que compunham o solo, sendo este constituído por camada superficial de aterros argilo-arenosos, com $N_{SPT} < 11$ pancadas, com espessura variável entre os 4,50m e os 5,50m, sob camada de aluviões, constituídos por lodos com componente areno-argiloso e fragmentos de conchas, com $N_{SPT} = 20$ pancadas, com espessura variável entre os 0,0m e os 11,0m, assente em camada de argilas compactas com $N_{SPT} > 50$ pancadas. O nível freático encontrava-se a uma profundidade de cerca de 2,0m. O recalçamento da fachada principal

foi executado recorrendo à execução microestacas encabeçadas por viga de fundação, no lado exterior e por uma cortina de colunas de jet grouting, encabeçadas por viga de coroamento pelo interior (Fig. 23). Ambas as vigas foram devidamente interligadas através de mecanismo de costura com varões de aço pré-esforçado tipo GEWI. Nos locais onde se situavam os pilares da nova estrutura as colunas de jet grouting foram armadas com tubos metálicos em aço de alta resistência, por forma a garantir um bom comportamento à flexão (Costa e Durão, 2010). De modo a limitar a afluência de água ao solo de fundação foi executado um tampão de fundo com colunas de jet grouting tipo 2, com $\varnothing = 1500\text{mm}$, afastadas entre si ao eixo de 1,20m, com altura mínima de 2,0m e dosagem de cimento de 700 Kg/m.



Fig. 23 Vista das vigas de recalçamento laterais (Costa e Durão, 2010)

2.6.10 Edifício Centenário em Lisboa

O edifício localiza-se na esquina da Rua Martens Ferrão com a Rua do Viriato, zona nobre da cidade de Lisboa, tendo 5 pisos elevados e uma semi-cave. As paredes são constituídas por alvenaria de pedra e os pavimentos em vigamento de madeira, com fundações contínuas que descarregam as cargas em pegões através de arcos de alvenaria de pedra e tijolo. O projeto previa a execução de 4 pisos enterrados, com manutenção e reabilitação das fachadas principais, sendo necessário proceder ao seu recalçamento.

As sondagens geotécnicas (Fig. 24) permitiram caracterizar o solo que era composto por camada superficial de aterro constituída por solos argilo-siltosos, com abundantes fragmentos líticos, de natureza calcária e restos de cerâmica dispersos, sob camada de materiais aluvionares, formada por argilas siltosas, com seixo fino disperso, com

consistência mole a dura, assente sobre substrato miocénico descomprimido, constituído por areias argilosas, seixo e calhau de natureza quartzo siliciosa e substrato miocénico comprimido denominado “Argilas e Calcários dos Prazeres”. A prospeção não evidenciou presença de água. Existiam outras condicionantes, nomeadamente a localização em zona urbana com grande densidade de tráfego, a presença de dois edifícios centenários de médio porte contíguos e a existência de infraestruturas enterradas na via pública, com grande dificuldade de desvio.

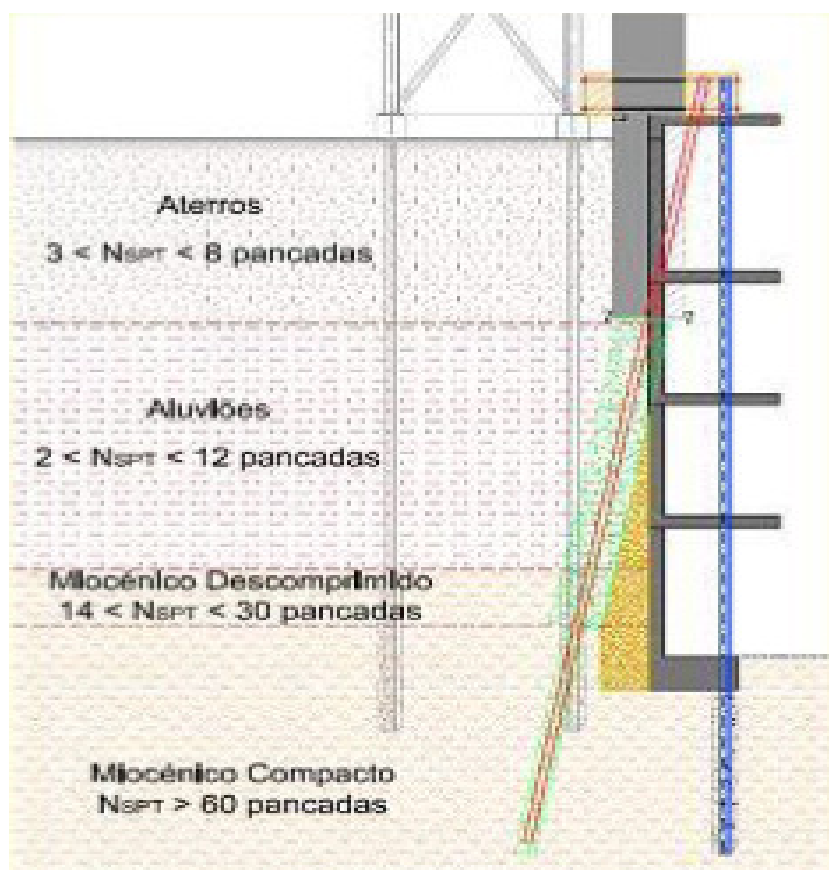


Fig. 24 Perfil Geológico (Pinto et al, 2008)

A solução adotada teve em consideração as limitações existentes. Nesse sentido, procurou minimizar as vibrações e ruídos que pudessem colocar em causa os edifícios contíguos, bem como a preservação das próprias fachadas (Pinto et al, 2008). Deste modo, numa primeira fase escoraram-se as fachadas através de estrutura metálica, fundada em microestacas verticais e, numa segunda fase, procedeu-se à execução de duas fiadas de microestacas, uma pelo interior e outra pelo exterior, solidarizadas no topo por vigas de recalçamento, interligadas entre si através de mecanismos de costura com barras de aço pré-esforçadas do tipo “GEWT”, conforme representado na Fig. 25. Por forma a limitar a descompressão do solo durante a fase de escavação e de modo a minorar eventuais danos que poderiam ocorrer nas estruturas vizinhas, foi realizado um tratamento prévio do solo com recurso a colunas de jet grouting sub-verticais com Ø1,20m afastadas 1,20m ao eixo.

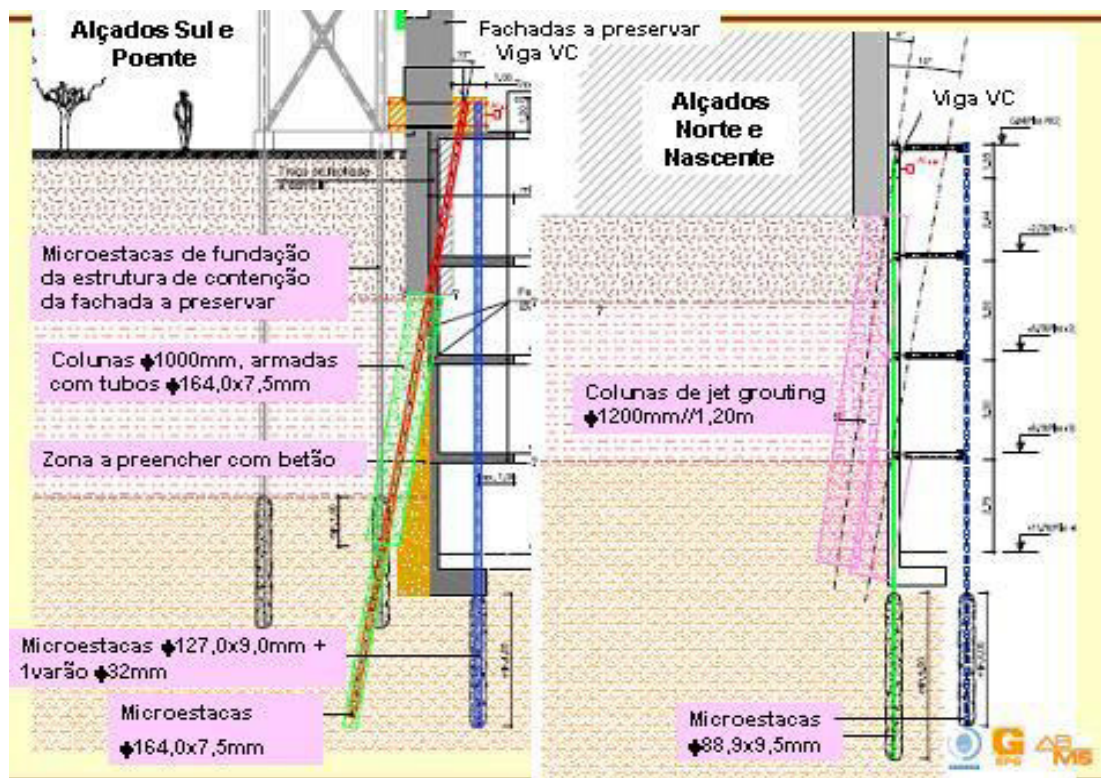


Fig. 25 Corte transversal das soluções adotadas (Pinto et al, 2008)

2.6.11 Edifício Porto Bay na Rua Rosa Araújo, em Lisboa

O edifício centenário, localiza-se na Rua Rosa Araújo, numa zona nobre da cidade de Lisboa, sendo composto por 3 pisos elevados e uma sub-cave. É constituído por paredes de alvenaria de pedra e pavimentos de madeira, com fundações contínuas que descarregam as cargas em pegões através de arcos de alvenaria de pedra e tijolo. O projeto prevê a execução de 7 pisos elevados e 4 caves, com uma escavação de 16,0m de profundidade. Uma das imposições de licenciamento foi a manutenção das fachadas frontal e posterior, sendo necessário proceder ao seu recalçamento. O edifício encontra-se confinado lateralmente por dois edifícios centenários, à esquerda com 8 pisos elevados e uma sub-cave e à direita com 8 pisos elevados e duas sub-caves. A obra está inserida em zona urbana com bastante tráfego, com dificuldades nas operações de carga e descarga e reduzido espaço disponível de trabalho (apenas interior da obra). Outra das condicionantes era o desconhecimento do tipo de fundações dos edifícios vizinhos.

As sondagens efetuadas ao terreno permitiram a caracterização do solo e o conhecimento dos seus parâmetros geomecânicos, conforme Tabela 7. Os parâmetros hidrogeológicos não revelavam presença de água.

A solução de recalçamento das fachadas e após escoramento das mesmas foi materializada recorrendo à execução de fiadas de microestacas, quer pelo interior, quer pelo exterior, solidarizadas no seu topo por vigas de coroamento, que foram interligadas entre si através mecanismos de costura, com varões de aço pré-esforçado (Fig. 26). As microestacas

tinham Ø171mm, com comprimentos variáveis entre os 22,0m e os 26,0m. As vigas de coroamento em betão armado tinham secção retangular 0,60x1,00 (mxm). Para o escoramento das fachadas foram executados maciços de betão armado, apoiados por 4 microestacas Ø127mm, uma em cada canto, com profundidades da ordem dos 24,0m, que serviram de base à montagem das torres metálicas que sustinham o travamento metálico das fachadas (Fig. 27).

Tabela 7. Parâmetros geomecânicos do solo

Zona	Formação	γ (KN/m ³)	Φ ' (o)	C (KPa)	E (MPa)	N _{SPT}
ZG3	Aterros	14 - 16	15 - 22	-	1 - 2	0 - 7
ZG2	Argilas siltosas e calcários pulverulentos irregularmente consolidados	20 - 21	22 - 28	10 - 30	15 - 30	12 - 43
ZG1B	Calcários pulverulentos irregularmente consolidados, margas e basaltos decompostos	21 - 22	28 - 35	30 - 50	40 - 60	>60
ZG1A	Basaltos, brecha calcária e calcário cristalino	24 - 26	38 - 45	24 - 26	500 - 750	-



Fig. 26 Vista das vigas de coroamento apoiadas em microestacas (Fotografia do autor, 2013)



Fig. 27 Vista de maciço de apoio à estrutura metálica de contenção da fachada principal (Fotografia do autor, 2013)

2.6.12 Edifício na Rua da Lapa, nº111, em Lisboa

A obra consistiu na anexação de 3 edifícios do século XIX, com os números 111, 115 e 84-86, num único (Antunes, 2012). O projeto previa a localização das garagens no lote 111, apenas num piso de cave, com obrigatoriedade de manutenção da fachada posterior do referido edifício, levando ao recalçamento da mesma. Os edifícios tinham dois pisos elevados e eram constituídos por paredes em alvenaria de pedra e pavimentos com estrutura em madeira. Foram efetuadas algumas sondagens ao solo, permitindo identificar as características mecânicas do mesmo (Tabela 8).

A solução de recalçamento da parede exterior foi conseguida através da execução de duas fiadas de microestacas, dispostas em cada lado da parede, solidarizadas no seu topo com vigas de recalçamento, interligadas entre si através de mecanismos de costura com varões Ø36 mm, de aço pré-esforçado tipo Diwidag, conforme ilustrado na Fig. 28. As microestacas foram executadas através do processo injeção repetitiva e seletiva (IRS), armadas com tubos TM 80, sendo reforçadas pelo interior com varão Ø25 mm, em aço A500NR, com 15,0 m de comprimento. As vigas de recalçamento em betão armado tinham uma secção 0,40x0,80 m.

Tabela 8. Parâmetros geotécnicos (Antunes, 2012)

Zona geotécnica	Formação geológica	N _{SPT}	Profundidade
ZG1	Recente	7 a 14	Até 5,5 m
ZG2	Miocénico e Neocretácio	19 a 42	Dos 5,5 m até aos 13,5 m
ZG3		>45	Dos 13,5 m a 18,0 m



Fig. 28 Vista das microestacas e da viga de recalçamento (Antunes, 2012)

2.6.13 Edifício na Av. da República, n.º 25 em Lisboa

O edifício centenário localiza-se na esquina entre a Av. da Liberdade e Av. João Crisóstomo, em Lisboa e era composto por 4 pisos elevados, com paredes em alvenaria de pedra, encontrando-se delimitado por 3 edifícios com construção em betão armado. O projeto previa uma escavação com 12,0m de profundidade, para a execução de 4 caves, sendo demolido todo o interior do edifício, apenas mantendo as fachadas exteriores, motivo pelo qual foi necessário proceder ao seu recalçamento. As principais condicionantes de localização eram a proximidade de um túnel do metropolitano de Lisboa, os edifícios adjacentes, bem como todas as infraestruturas enterradas e o grande movimento de pessoas e automóveis nesta zona da cidade. O estudo geológico-geotécnico possibilitou o conhecimento do solo, que era constituído por uma camada de aterro, sob formações miocénicas constituídas por solos argilo-siltosos, mais ou menos areníticos de vários tons, alternantes com calcários areníticos ou margosos (Fig. 29).

A solução de recalçamento das fachadas e após contenção das fachadas com recurso a estrutura metálica foi executada recorrendo a duas fiadas de microestacas, uma pelo interior e outra pelo exterior, solidarizadas no topo através de vigas de recalçamento, ligadas entre si através de mecanismo de costura com barras de aço pré-esforçado do tipo GEWI (Fig. 30). Outro dos critérios do projeto era minimizar o impacto da escavação na estrutura dos edifícios adjacentes, nomeadamente ao nível da descompressão dos solos, tendo sido executadas, para contrariar tal efeito, colunas de jet grouting Ø600mm afastadas de 0,5m (Pinto et al, 2010e).

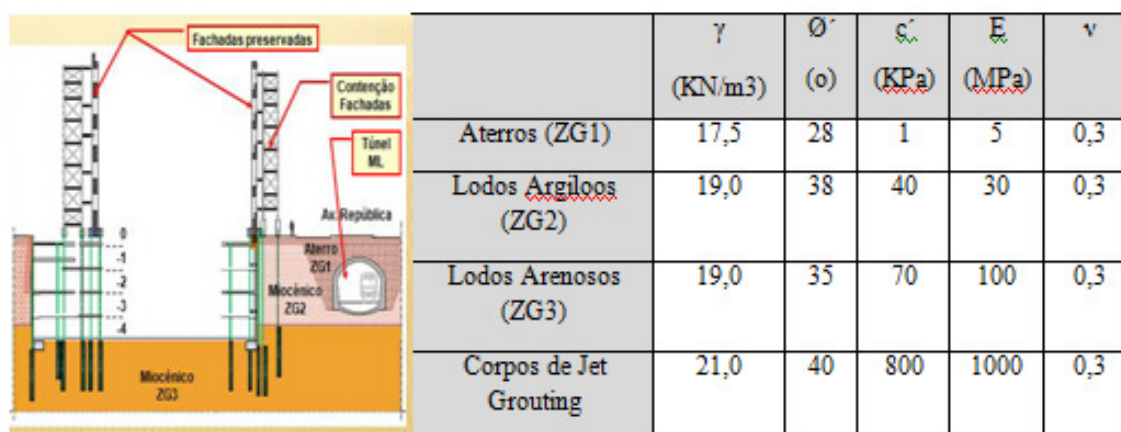


Fig. 29 Zonamento tipo e principais parâmetros geomecânicos considerados na modelação do terreno (Pinto et al, 2010e)



Fig. 30 Vista das vigas de recalçamento das fachadas exteriores e microestacas (Pinto et al, 2010e)

2.6.14 Edifícios Históricos na Reserva “TSARITSYNO”

Os edifícios históricos como o Grand Palace e Granary foram construídos entre 1784 e 1786 nos terrenos da reserva Tsaritsyno, na cidade de Moscovo, na Rússia, em alvenaria de pedra calcária, sendo as suas fundações compostas por alvenaria de pedra calcária e de tijolo ordinário argamassados. Os referidos edifícios foram alvo de uma reabilitação, nomeadamente ao nível das fundações e as inspeções à estrutura revelaram a degradação dos materiais constituintes da fundação, motivo pelo qual foram tomadas medidas por forma a reforçar as mesmas. Deste modo foram realizadas sondagens ao terreno, possibilitando o conhecimento dos vários estratos que o compunham, para averiguar qual a melhor solução para resolver o problema em questão. O solo era constituído por camada

superficial de aterro composto por areias e argilas misturadas com tijolo moído, com espessura variável entre 1,0m e 3,4m, assente sobre camada de argilas siltosas finas com 2,5m a 4,5m de espessura, que se sobrepunha a uma camada de areias siltosas de espessura média na parte mais superficial e areias siltosas densas na parte mais profunda. A presença de água ocorria à profundidade compreendida entre os 15,5m e os 18,0m.

Na fase de projeto foram estudadas quatro soluções possíveis para a resolução do problema (Chernyakov, 2011), como a estabilização do solo recorrendo a métodos químicos e de injeção, execução de estacas com Ø18,0cm com profundidade variável e estacas com Ø30,0cm e profundidade de 12,0m e, por último, a execução de colunas de jet grouting. As soluções foram todas rejeitadas, após análise baseada num programa computacional de simulação de cargas e assentamentos previsíveis. A solução final foi concretizada recorrendo à execução de colunas de jet grouting do tipo 1, complementada com microestacas que atravessam o seu interior. As microestacas foram executadas, com introdução de tubo metálico Ø219mm preenchido com calda de cimento e que albergava no seu interior um tirante de aço Ø25mm, que foi solidarizado à estrutura existente através da execução prévia de vigas cintas em ambos os lados das paredes (Fig. 31). A introdução do tubo metálico foi executada através de furo com Ø230mm, que atravessou a fundação existente.

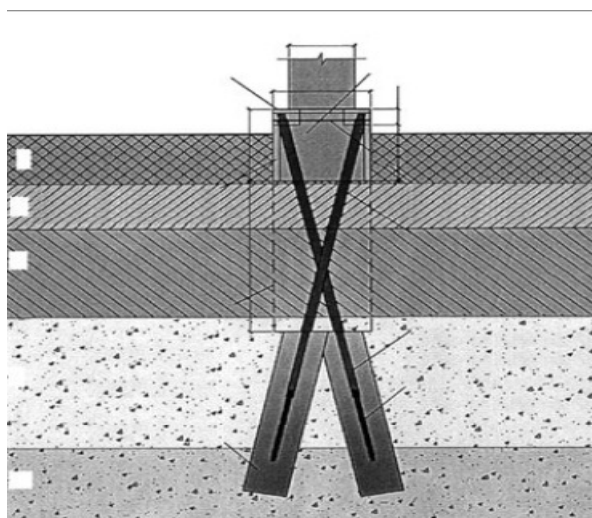


Fig. 31 Corte ilustrativo das soluções adotadas (Chernyakov, 2011)

2.6.15 Igreja de St. John's em Tartu, Estónia

A igreja de St. John's é um edifício histórico, datado de 1323, do estilo gótico, construído em alvenaria de pedra, conhecido pelas suas esculturas em terracota e pelos seus detalhes decorativos. Ao longo dos tempos a igreja sofreu múltiplas destruições e reconstruções. A última dessas destruições ocorreu na Segunda Guerra Mundial, em que o edifício foi incendiado, permanecendo em ruínas durante a ocupação soviética. Após a independência da Estónia, face à URSS, o Estado decidiu reabilitar a igreja. Para tal foram efetuadas sondagens para avaliar as fundações e o solo, sendo possível verificar que esta era assente

sobre estacaria de madeira com Ø30 a 40cm, na qual apoiava uma grelha de madeira, que suportava um lajeado de pedras de grandes dimensões que podiam chegar aos 3,0m de espessura (Fig. 32). Verificou-se, também, que as juntas das pedras eram preenchidas superficialmente com argamassa e inferiormente com areia. O solo era constituído por uma camada superficial de aterro, assente sobre camada de areia solta lodosa, com 4,0 a 5,0m de espessura. A partir dos 6,0m de profundidade encontrava-se um estrato de areia siltosa densa. O nível freático na zona estava muito próximo da superfície (Avellan, 2011).

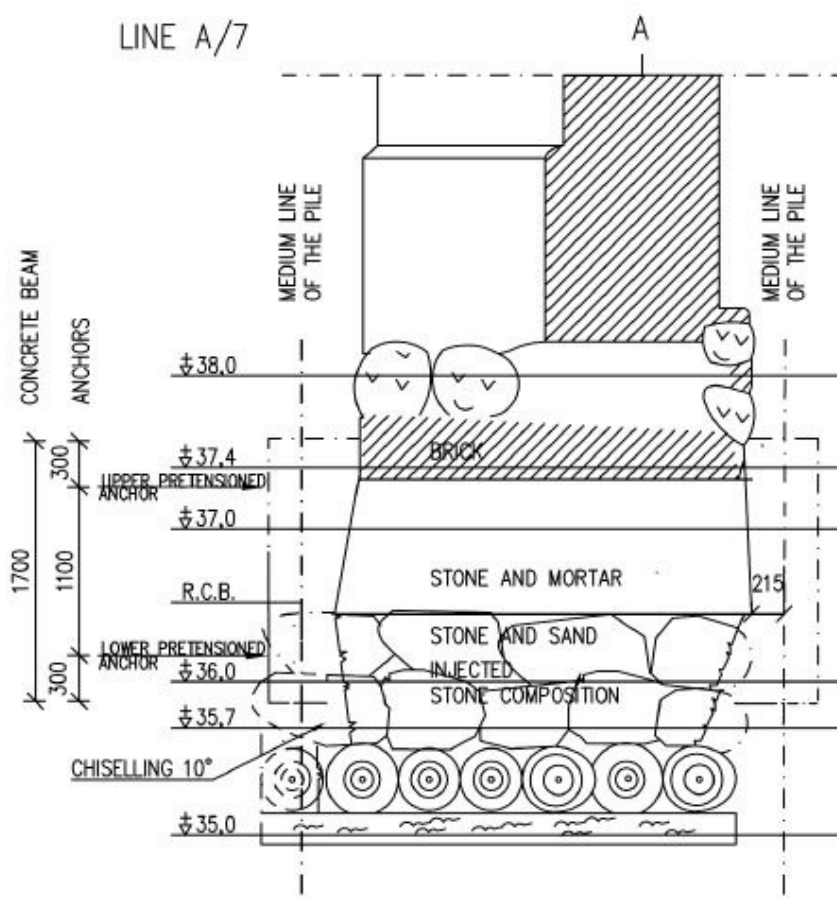


Fig. 32 Corte esquemático das fundações (Avellan, 2011)

Com o passar dos anos, verificou-se uma alteração da cota de água que teve como resultado a exposição alternada à água e ao ar das estacas de madeira, levando ao seu apodrecimento e ao consequente assentamento do edifício. Era, portanto, necessário reforçar na sua generalidade as fundações do edifício. Após análise de todos os dados recolhidos, a solução adotada foi aplicada numa primeira fase através da injeção de calda de cimento nas juntas da alvenaria de pedra, por forma a melhorar as suas propriedades mecânicas. A segunda fase consistiu na execução de microestacas, em ambos os lados das paredes, tendo sido solidarizadas no topo através de vigas cintas, que foram ligadas entre si através de varões de aço pré-esforçado. Por forma a suavizar a transferência de cargas, das vigas para as microestacas, e a corrigir eventuais desaprumos das paredes, foram utilizados macacos hidráulicos.

2.6.16 Igreja de St. Kolumba, Colónia

A igreja de St. Kolumba é um edifício histórico do estilo gótico, com aproximadamente 600 anos de idade, localizado na cidade alemã de Colónia. O edifício foi construído em alvenaria de pedra, com fundações contínuas que descarregam as cargas em pilares através de arcos de alvenaria de pedra e tijolo e foi severamente danificado durante a Segunda Guerra Mundial, conforme Fig. 33.



Fig. 33 Vista da igreja antes e depois da Segunda Guerra Mundial (Dietz e Schürman, 2006)

A reconstrução começou em 2003 e previa a construção do museu diocesano, elevado 12,0m acima das ruínas da igreja, devido às imposições do projeto, que eram a preservação de todas as ruínas, interiores e exteriores da igreja, bem como a manutenção das necessárias condições à persecução das escavações arqueológicas, por forma a torná-las parte integrante e visitável do novo museu (Fig. 34).



Fig. 34 Vista final interior das ruínas da Igreja de St. Kolumba no interior do Diocesan Museum (<http://comover-arq.blogspot.pt>, consultado em 29 de abril de 2013)

Foram efetuadas sondagens às alvenarias, o que possibilitou o conhecimento do material em causa, que era composto por material heterogêneo, mas que podia ser perfurado sem causar danos na estrutura existente. Deste modo, a estrutura exterior do novo museu foi executada graças à instalação de colunas de aço com $\varnothing 298,5 \times 30$ mm, após realização de furos, no interior da alvenaria de pedra, que descarregariam em maciços de betão armado, solidarizados à alvenaria, que por sua vez eram apoiados por microestacas verticais $\varnothing 63,5$ mm. Procedeu-se a duas ancoragens em cada maciço, com varões GEWI $\varnothing 32$ mm, compostos por dupla proteção à corrosão, com um ângulo de 60° , por forma a garantir a transferência de cargas horizontais (Dietz e Schürman, 2006). A estrutura interior foi conseguida através da execução de maciços de betão armado apoiados em conjuntos de 3 microestacas, (2 x $\varnothing 40$ e 1 x $\varnothing 50$ mm), conforme Fig. 35.

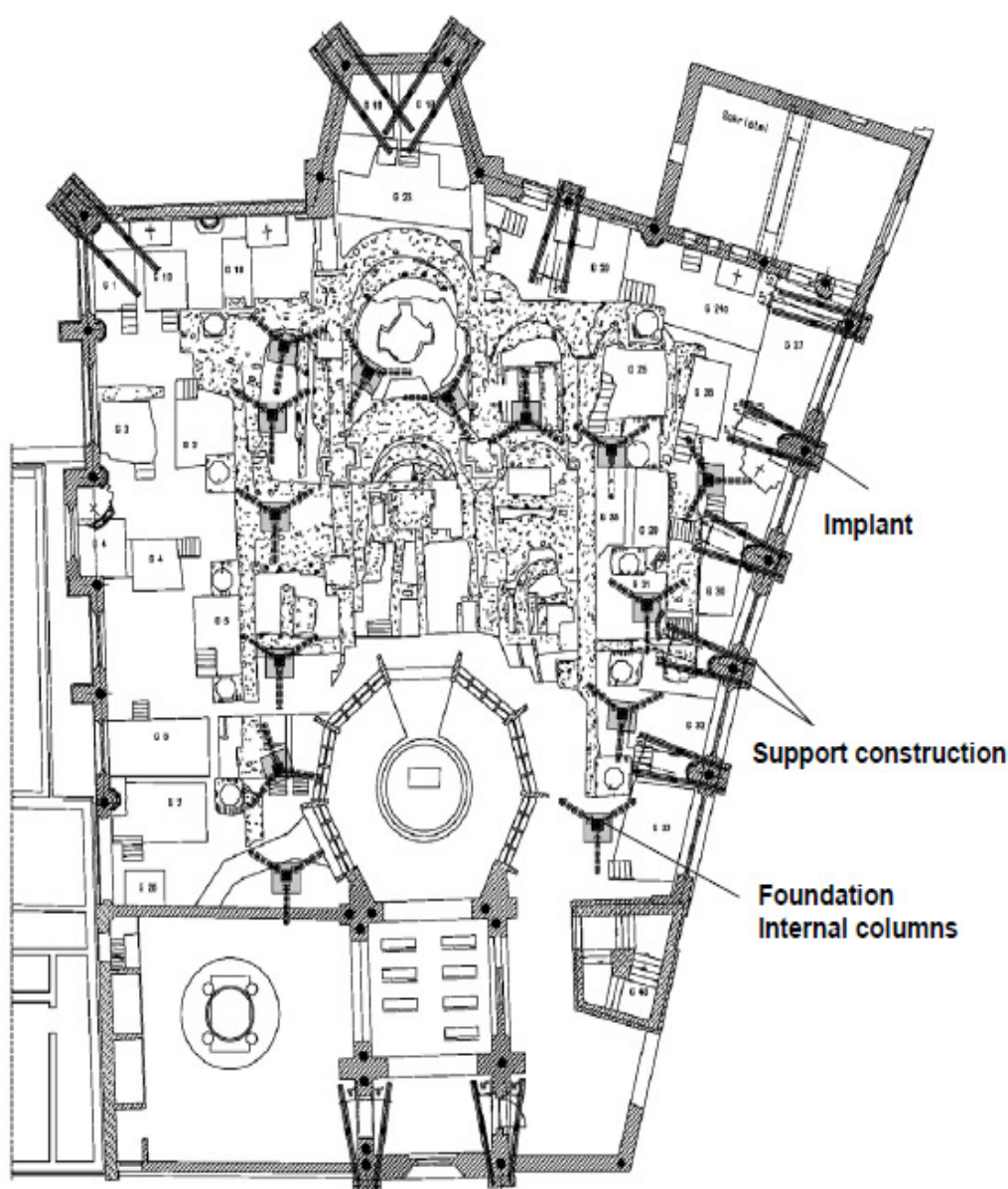


Fig. 35 Vista da planta de fundações e do reforço das paredes exteriores (Dietz e Schürman, 2006)

2.6.17 Residência de Estudantes Surinavet 9, na Tailândia

A residência de estudantes Surinavet 9 situa-se no campus da Universidade de Tecnologia de Suranaree, na Tailândia, tendo sido construída entre 1993 e 1994. O edifício é composto por 2 pisos, com estrutura em betão armado (pilares, vigas, lajes e sapatas), que pouco tempo após a sua entrada em funcionamento começou a apresentar diversos problemas devido a assentamentos diferenciais ao nível da fundação, com fendas bem visíveis (da ordem dos 15mm), torção de janelas e portas, desnivelamento de pavimentos (Fig. 36). Após observação dos referidos factos por uma equipa de peritos, foi diagnosticada a degradação estrutural, classificada de severa a muito severa, considerando-se poder originar o colapso do edifício, motivo pelo qual foi decidido o encerramento do mesmo no ano de 2001 (Horpibulsuk et al, 2008). Após várias inspeções à estrutura foi possível averiguar que os problemas ocorridos não se deviam à fadiga dos materiais, nem a deficiências de projeto ou à sua execução, mas sim à qualidade do solo de fundação. Este era composto por uma camada superficial, entre 0,0m e 3,0m de profundidade, constituída por areia argilosa, com $12 < N_{SPT} < 20$, que assentava sobre uma camada de um solo residual, tipo pedra de barro, constituído por argila siltosa e areia, com $N_{SPT} > 30$. O nível freático apresentava-se bastante próximo da superfície. As sapatas estavam assentes no primeiro estrato, a uma profundidade de cerca de 1,5m, estrato que perante a presença de água se torna bastante problemático. Os assentamentos diferenciais tiveram origem na diferente compressibilidade dos dois tipos de solo em questão.

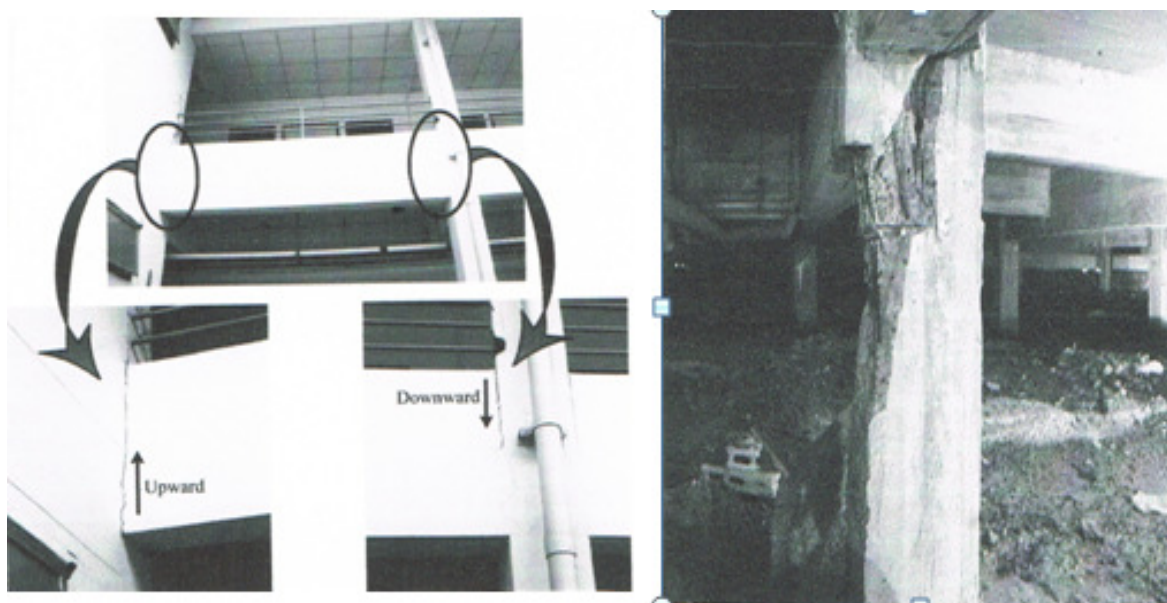


Fig. 36 Vista de fissuras em paredes à esquerda e danos estruturais em pilar à direita (Horpibulsuk et al, 2008)

A solução proposta passou pelo recalçamento das sapatas do edifício, com recurso à execução de microestacas, conforme Fig. 37, que foram fundadas no estrato competente. As microestacas foram solidarizadas às fundações existentes através de furação das sapatas

existentes, o que possibilitou a introdução das mesmas. Por forma a repor a cota inicial de alguns pilares, que se tinham deslocado, quer no sentido descendente, quer no sentido ascendente, foram utilizados macacos hidráulicos, que permitiram suavizar a transferência de cargas, bem como a reposição dos mesmos na cota prevista.

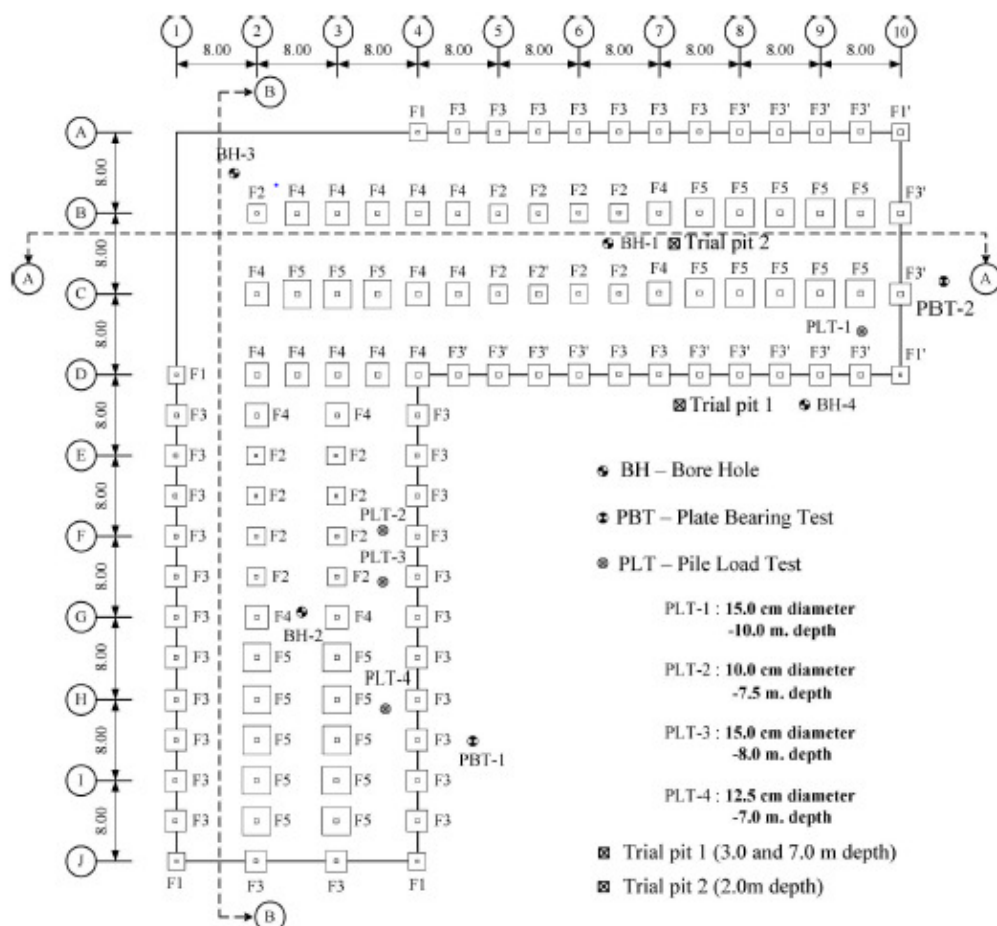


Fig. 37 Planta de fundações e esquema de execução de microestacas (Horpibulsuk et al, 2008)

2.6.18 New Museum, Berlim

O New Museum em Berlim é um edifício centenário, datado de 1841, tendo sido construído em alvenaria de pedra e com fundações assentes sobre estacas de madeira. Foi severamente danificado durante a Segunda Guerra Mundial, com partes completamente destruídas. A reconstrução foi efetuada já depois da década de 1990, tendo sido previamente vistoriadas todas as anomalias estruturais, quer ao nível da superestrutura, quer ao nível da fundação. As sondagens efetuadas à fundação permitiram conhecer o estado da mesma. Encontrava-se bastante deteriorada, com claro apodrecimento das estacas de madeira, devido a diversas alterações de humidade no solo e à variação do nível de água. Tornou-se urgente a resolução dos problemas existentes na fundação, antes de qualquer trabalho de reconstrução da superestrutura. No sentido de conhecer o solo de

fundação, foram executadas diversas sondagens, que permitiram classificar o solo em 3 camadas, sendo constituído por camada de aterros, com profundidade da ordem dos 5,0m, assente sobre camada de lama mole, com 15,0m de espessura, sob camada de areias densas da Idade do Gelo.

O projeto previa a transferência de cargas atuantes nas estacas de madeira para as microestacas a executar, que seriam fundadas na camada das areias densas (Dietz e Schürman, 2006). Nesse sentido o recalçamento de paredes foi efetuado através de duas fiadas de microestacas Ø80mm, em ambos os lados da parede, conforme Fig. 38, solidarizadas entre si através de varão de aço pré-esforçado.

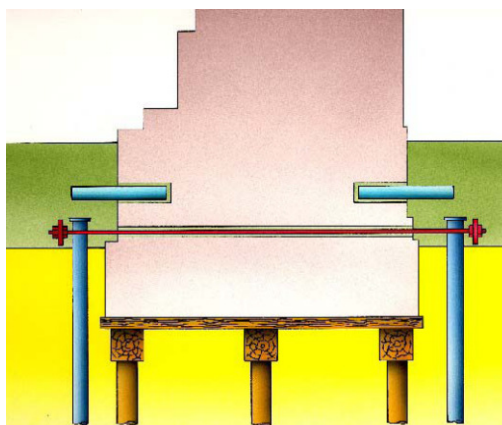


Fig. 38 Corte de pano de alvenaria, com vista de fundação existente e recalçamento em ambas as faces com microestacas (Dietz e Schürman, 2006)

No entanto, algumas paredes apenas puderam ser recalçadas pelo interior do edifício, e para tal recorreu-se à execução de duas fiadas paralelas de microestacas, ligadas por banda de laje, em que a fiada mais próxima da fachada funciona à compressão e a fiada mais distante funciona à tração (Fig. 39). No interior do edifício e por forma a garantir a estabilidade do pavimento foram executadas microestacas Ø240 mm, solidarizadas no topo por uma laje de betão armado.



Fig. 39 Vista interior do recalçamento de parede apenas por um dos lados (Dietz e Schürman, 2006)

2.6.19 Catedral Metropolitana, México

A Catedral Metropolitana, situada na cidade do México, é um edifício centenário, tendo a sua construção sido iniciada em 1573 e finalizada em 1813. Partes do edifício foram construídas sobre antigas ruínas Astecas (zona da Catedral e do Sacrário), e as restantes partes sobre solo existente, constituído por argilas moles. Por este motivo os engenheiros resolveram, na altura, apoiar a estrutura sobre 22500 estacas de madeira, com comprimento compreendido entre 3,0 a 4,0m, sob as quais foi executada uma plataforma em alvenaria de pedra com aproximadamente 90cm de espessura, que servia de apoio a uma grelha de “vigas” de fundação em alvenaria de pedra com 3,5m de altura e 2,5m de largura. Sob as vigas foram apoiadas as paredes, colunas e pilastras (Ovando-Shelley e Santoyo, s/ data).

Ao longo dos seus 419 anos de existência a Catedral sofreu assentamentos diferenciais de cerca de 2,42m, nas zonas entre a abadia e a torre oeste, que se deveram a uma consolidação do solo induzida pelo peso dos templos astecas e por outro lado pelo afundamento desta zona da cidade. Este segundo fator foi o mais determinante e fez com que nos últimos 150 anos a torre oeste se afundasse 87cm. Foram efetuados estudos no local que revelaram que o bombeamento de água, bem como as sequelas da ocorrência de um sismo com magnitude semelhante ao ocorrido em 1985, acarretavam sérias consequências, comprometendo a integridade do edifício, pelo que se tornava urgente encontrar uma solução capaz de ultrapassar este tipo de problemas. Neste sentido foram estudadas cinco hipóteses: a) execução de estacas assentes em terreno competente, capazes de suportar o atrito negativo do peso total do terreno circundante e da catedral; b) execução de poços, que seriam ligados à estrutura existente no seu topo, através de dispositivos mecânicos, que tinham como objetivo a correção dos assentamentos existentes e futuros; c) escavação de pequenos túneis, que se iriam fechar, por ação da deformação plástica das argilas, induzindo assentamentos corretivos até se atingir a sua estabilização; d) injeção de água nos poros do solo, por forma a evitar a compressibilidade do mesmo; e) execução de microestacas, tipo raiz, que tinham como objetivo a transferência de cargas a um estrato mais competente. Após análise das cinco possíveis soluções, os especialistas optaram pela opção c), sendo necessário efetuar três tarefas: a abertura de poços de acesso, a subida do nível freático e a remoção de solo, de modo controlado, até se atingirem determinados valores predefinidos. Os trabalhos de extração de solo iniciaram-se em 1997 e finalizaram-se em junho de 1998, tendo sido removidos 4220m³ de solo. Esta intervenção teve como resultado o fechamento de fissuras, bem como a redução da inclinação das colunas. No entanto, apareceram outras fissuras e em algumas zonas o reboco caiu. Por este último motivo foi executado um reboco com argamassa de cimento, com vista a melhorar as propriedades mecânicas da alvenaria. Após a conclusão destes trabalhos, e por indicação dos técnicos, que sabiam que este tipo de medida não seria uma solução definitiva, foram executadas colunas de jet grouting, tendo por objetivo a melhoria das propriedades geomecânicas do solo. Esta foi uma resolução acertada, porque o assentamento diferencial do canto sudoeste, antes da execução das colunas de jet grouting era de cerca de 12

mm/ano e passou a ser de 4 mm/ano, depois da execução destas. Foram injetados 6934m³ de calda de cimento, composta por cimento, areia e bentonite.

2.6.20 Edifício do Ministério dos Negócios Estrangeiros da Finlândia

O edifício do Ministério dos Negócios Estrangeiros da Finlândia foi construído pela marinha Russa em 1820, em alvenaria de tijolo e era composto por 4 pisos elevados e uma cave, na zona oeste com uma área em planta de 93,0m x 13,4m. A fundação era constituída por alvenaria de pedra de grandes dimensões assente sobre um estrato rochoso, formado por rocha e detritos glaciares. Estruturalmente o edifício é composto por 3 paredes de suporte, uma a norte, outra a sul e outra no meio (Avellan, 2010).

O projeto previa a execução de uma cave, bem como o rebaixamento da cave existente, com recurso a rebentamento por ação de explosivos ou mecânica, da rocha existente. Para a execução deste trabalho era indispensável o recalçamento das paredes anteriormente descritas, bem como das colunas existentes na parte oeste e este, do edifício. A solução proposta foi cumprida em duas fases distintas, sendo que na primeira fase todos os elementos foram provisoriamente suportados por estruturas temporárias (Fig. 40), e na segunda fase foram executadas paredes ou pilares de betão por baixo das existentes, garantindo a transmissão das cargas ao solo de fundação.

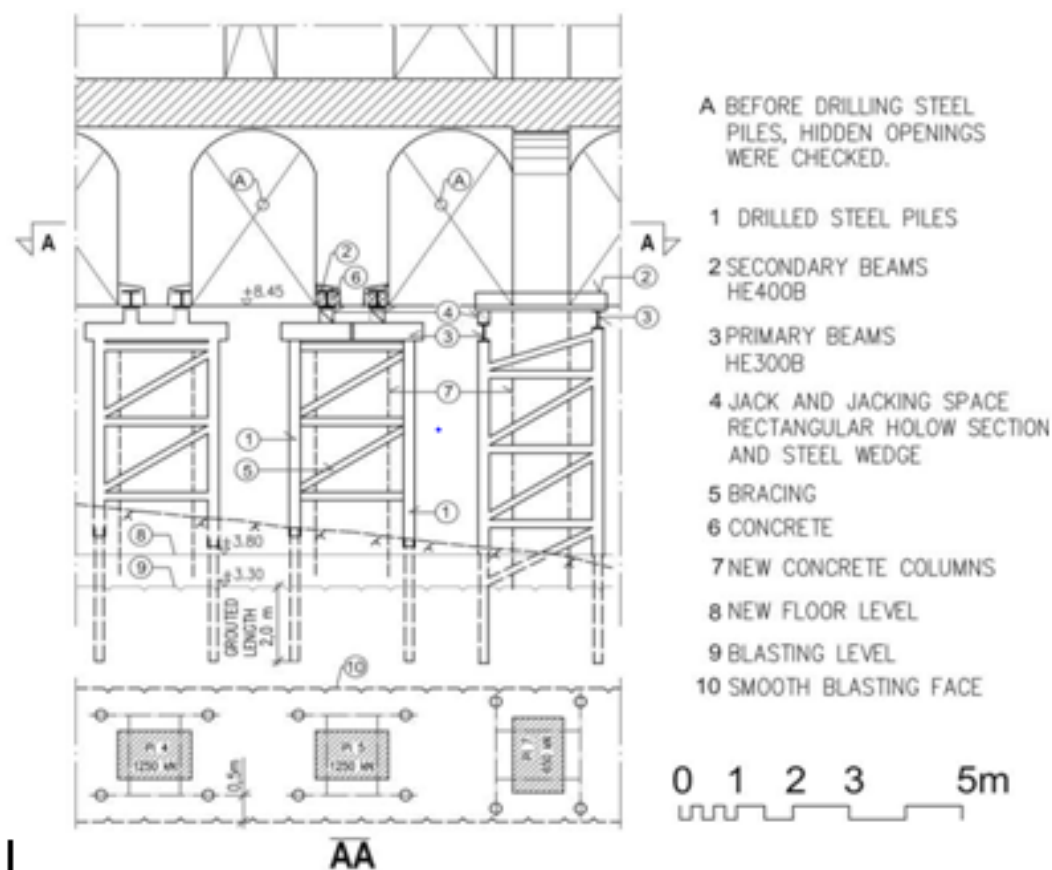


Fig. 40 Corte esquemático da estrutura de suporte provisória da parede do meio (Avellan, 2010)

A primeira fase do recalçamento da parede do meio consistiu na execução de fiadas de microestacas, em ambos os lados das paredes, ou em cada canto dos pilares, solidarizadas no seu topo, através de perfis de aço, sob os quais estavam instalados macacos hidráulicos, que visavam garantir o controlo da verticalidade e o nivelamento dos elementos intervencionados. Durante a escavação, e para minimizar o impacto das explosões ou demolições, foram soldados perfis de aço laminado entre as microestacas, com determinado ângulo, perfazendo uma estrutura metálica tipo treliça.

Nas paredes este, oeste e nos pilares, a primeira fase dos trabalhos consistiu na execução de fiadas de microestacas, em ambos os lados das paredes, solidarizadas no topo às paredes existentes através de vigas cintas de betão armado, interligadas entre si com varões de aço pré-esforçado, conforme ilustrado na Fig. 41. A segunda fase dos trabalhos foi comum a todos os elementos, tendo sido executadas novas paredes ou pilares, em betão armado, por baixo das existentes.

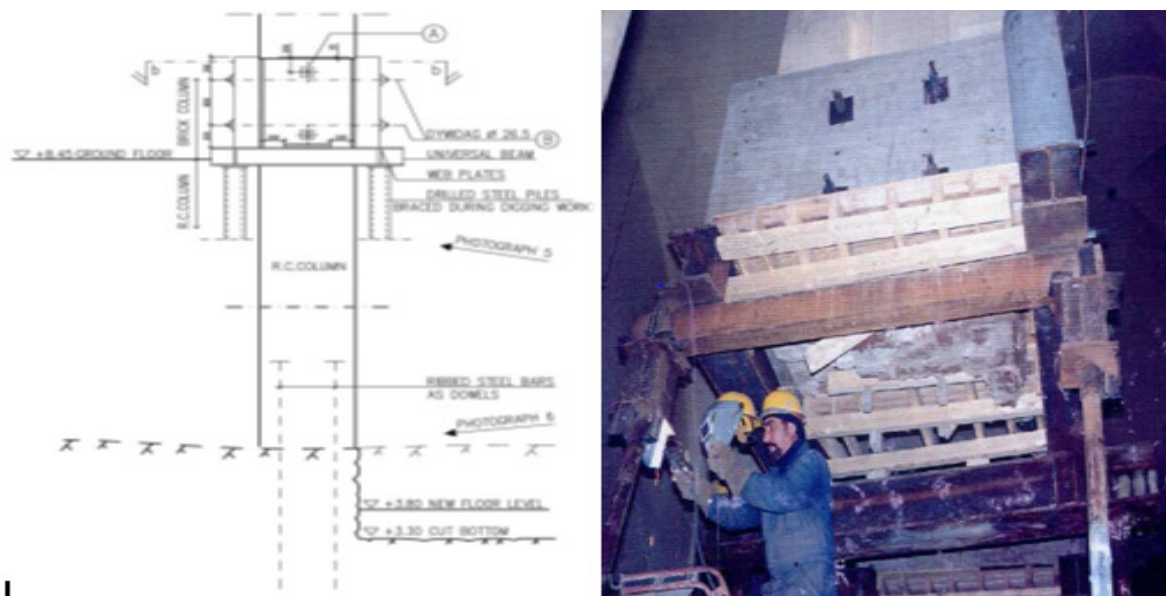


Fig. 41 Corte descritivo da solução adotada na parede este à esquerda e pilar à direita (Avellan, 2010)

3. METODOLOGIAS CONSTRUTIVAS

O objetivo deste capítulo é o de explicar os métodos construtivos mais utilizados em soluções de contenção periférica, nomeadamente no âmbito do estudo em questão, ou seja, as soluções mais utilizadas em processos de reabilitação de estruturas edificadas. Como tal, apresentam-se os métodos, bem como as suas características, campos de aplicação, vantagens e desvantagens e o método construtivo inerente a cada tipo de solução.

3.1 Cortinas de Estacas Pranchas

3.1.1 Características Gerais

As cortinas de estacas pranchas são um método construtivo com larga utilização e devidamente testadas ao longo de mais de 100 anos (Aldeias, 2011). Elas são geralmente constituídas por perfis metálicos, mas também podem ser utilizados outros tipos de materiais, como a madeira, o metal, o plástico ou painéis pré-fabricados de betão.

São mais usados os perfis metálicos porque exibem maior resistência durante o processo de cravação, são mais leves e o seu comprimento pode ser aumentado com recurso a um simples processo de soldadura. Quanto à sua dimensão e características são perfis largos mas de espessura reduzida, com secção transversal em U ou Z, são pouco rígidos no seu plano, podem ser recuperados ou não, e dispõem de um sistema de encaixe do tipo macho-fêmea, o que possibilita a execução de uma cortina para contenção de terrenos.

As estacas pranchas podem ser introduzidas no terreno por meio de percussão, cravação, ou injeção *lançaje* consoante o tipo de maquinaria adotada e o tipo de solo.

Este tipo de solução deve ser complementado com ancoragens ou escoramento, no topo e a vários níveis em função da altura de escavação, por forma a garantir a estabilidade da cortina, quando se trata de cortinas definitivas e provisórias.

As cortinas de estacas pranchas (Fig. 42) são razoavelmente estanques e como tal é um processo bastante utilizado na execução de enseadeiras, muros cais, obras marítimas e fluviais e em contenções provisórias onde o nível freático seja elevado.



Fig. 42 Cortina de estacas prancha (www.vpaequipamentos.com.br, consultado em 15 de abril de 2013)

3.1.2 Processo Construtivo

As cortinas de estacas pranchas podem ser executadas por cravação, percussão ou vibração.

O método de cravação consiste em cravar no terreno as estacas pranchas com recurso a martelo de impacto. A primeira fase é a mais importante e consiste na cravação da primeira estaca prancha ou de acoplações de estacas pranchas, porque a primeira estaca a ser cravada servirá de guia para a colocação das restantes, pelo que se deve garantir a verticalidade das mesmas e o seu correto alinhamento, com recurso a muretes de guiamento ou outras técnicas que garantam o efeito pretendido. Na segunda fase e nas fases posteriores as estacas são cravadas estaca a estaca, por acoplações de estacas ou alternadamente. Para cravar as estacas é colocado no topo das estacas um elemento que visa garantir a transmissão das cargas sem no entanto danificar os bordos das estacas.

O método de cravação por percussão consiste em cravar no terreno as estacas pranchas com recurso a martelo vibrador, sendo todo o processo de cravação semelhante ao anterior.

O método de cravação com recurso a injeção *lançaje* consiste na injeção de água a altas pressões no fundo da cortina, que permite a cravação no terreno. Este método só é eficaz em solos finos incoerentes.

3.1.3 Campos de Aplicação

Em resumo, pode-se dizer que o campo de aplicação de cortinas de estacas pranchas é bastante vasto, nomeadamente:

- Em obras em que o nível freático seja elevado;
- Em obras marítimas, fluviais e portuárias, devido à garantia de estanquidade, o que facilita a execução de pilares ou outras construções que se situem em locais aquáticos;
- Em reabilitação de fundações de pontes;
- Na execução de valas de entivação de pouca profundidade.

3.1.4 Vantagens e Desvantagens

Este processo apresenta diversas vantagens, entre as quais se destacam:

- São adequadas em obras com nível freático elevado ou em locais submersos, como rios ou obras marítimas;
- São de rápida execução e não necessitam de mão-de-obra especializada;
- No caso de serem recuperáveis a sua utilização é de baixo custo;
- Ocupam pouco espaço em estaleiro, visto poderem ser empilhadas umas sobre as outras;
- Garantem a estanquidade no interior da contenção;

- São apropriadas para solos brandos, materiais orgânicos e solos dilatantes de baixa plasticidade.

As desvantagens são:

- No caso de não serem recuperadas, são uma solução cara;
- Não são apropriadas para solos rochosos ou solos com pedregulhos, porque torna mais difícil ou até impossível a sua cravação;
- Têm fraca capacidade de carga vertical;
- Apresentam problemas de corrosão, se não forem devidamente tratadas com produtos anti-corrosão;
- Como são cortinas compostas por perfis metálicos de pequena espessura e normalmente bastante compridos podem ter problemas como empenos, encurvadura, que podem dificultar a sua correta posição, resultando em problemas operativos;
- O processo de cravação é um processo que provoca ruído e vibrações e como tal não é o mais indicado em sustimento de solos junto a edifícios antigos, em que qualquer vibração pode desencadear diversos problemas como fissuras ou, em último caso, levar ao colapso dessas mesmas estruturas.

3.2 Paredes tipo Berlim Provisório

As paredes do tipo Berlim provisório (Fig. 43) surgiram na década de 1920 (Cravinho, s/data) e são cortinas de carácter provisório usadas principalmente como contenções periféricas de edifícios ou como muros de suporte de taludes, geralmente em meio urbano. Visam garantir a segurança de edificações existentes nas proximidades da escavação, evitando o seu colapso para o interior das mesmas. São compostas por perfis verticais metálicos ou elementos pré-fabricados de betão armado com armaduras de ligação, entre os quais é colocada entivação com pranchas de madeira ou pranchas metálicas.

Os perfis metálicos exibem pouca rigidez perpendicularmente ao seu plano.

Este tipo de solução não é adequado em terrenos cujo nível freático seja elevado e em solos pouco resistentes ou sem coesão.



Fig. 43 Muro de Berlim provisório no Estádio da Luz em Lisboa (Cravinho, s/ data)

3.2.1 Processo Construtivo e Campos de Aplicação

O processo construtivo é faseado e pode decompor-se nas seguintes fases:

- Inicialmente faz-se a preparação da base do terreno, nivelando-a o melhor possível;
- Posteriormente, com recurso a equipamento de furação, fazem-se os furos para introdução dos perfis metálicos ou pré-fabricados de betão;
- Os perfis também podem ser cravados no terreno com equipamentos semelhantes aos utilizados nas cortinas de estacas pranchas;
- Após a furação colocam-se na vertical, devidamente aprumados, os perfis e encastram-se no fundo, sendo esse encastramento garantido pela sua betonagem. A betonagem apenas é executada na parte dos perfis que se situa abaixo da escavação;
- Execução de viga de coroamento, em betão armado e que tem como principal função a solidarização dos perfis, por forma a garantir a sua posição e o afastamento entre si;
- Escavação dos painéis primários de cima para baixo e colocação dos painéis de madeira, PVC, metálicos ou outros entre os perfis. A escavação é faseada por níveis consoante a altura de escavação;
- Após a instalação dos painéis primários é executada a escavação dos painéis secundários e são colocados os painéis entre os perfis à semelhança do procedimento usado para os painéis primários;
- Após o primeiro nível de escavação executam-se vigas de cintagem, que servem de base à instalação de ancoragens ou escoramentos;
- Consoante a profundidade da escavação o processo repete-se até se atingir o fundo da escavação pretendida.

As paredes de Berlim provisório são utilizadas em contenções periféricas de edifícios ou funcionando com muro de suporte de taludes.

3.2.2 Vantagens e Desvantagens

O uso desta técnica exhibe diversas vantagens, como se descreve a seguir:

- Economia de custos, quando as escavações são de carácter provisório;
- Não ocupam muito espaço em obra pelo que proporcionam avanços diários na construção da mesma;
- Funcionam como cofragem de tardo de contenção para execução das paredes ou muros definitivos, garantindo deste modo uma economia de betão e uma maior rapidez de execução;
- São adequadas para escavações de pequena altura;

- Exigem terrenos com alguma consistência, nomeadamente durante o processo de escavação;

- Não necessitam de mão-de-obra ou equipamentos especializados;

As desvantagens são:

- Não é uma solução adequada para escavações de grande altura;

- Não são adequadas para solos em que o nível freático seja elevado, porque não garantem a estanquidade do interior da escavação;

- Este tipo de processo causa descompressão dos solos e a sua utilização não é recomendada em locais junto a edifícios, podendo provocar o assentamentos das fundações desses mesmos edifícios, que resultam em danos permanentes, podendo levar ao colapso das estruturas;

- A cravação dos perfis induz vibrações no terreno que podem provocar danos nos edifícios vizinhos;

- Têm menor aproveitamento da área de construção disponível, uma vez que a contenção ao servir de cofragem perdida ocupa espaço, espaço esse que tem de ser somado ao espaço da parede a construir;

- Os painéis de madeira podem sofrer encurvamento, devido aos impulsos laterais, o que dificulta a execução da parede definitiva, resultando esta numa parede com maior espessura.

3.3 Paredes tipo Berlim definitivo

Este tipo de contenção tem sido utilizado desde a década de 1970 (Cravinho, s/ data) em contenções periféricas e muros de suporte de taludes, geralmente em meio urbano.

São semelhantes às paredes de Berlim provisório, apenas variando quanto à sua execução porque se utilizam painéis de betão armado entre os perfis (Fig. 44).

O uso de painéis de betão armado possibilita o sustimento de grandes volumes de terras, uma vez que a sua resistência aos impulsos horizontais é muito superior aos painéis usados na técnica anteriormente descrita.

É uma solução adequada quando a área de implantação é reduzida e existem grandes limitações no acesso ao local de escavação, porque exige menor espaço para equipamento.

Proporcionam um acabamento final superficial bastante satisfatório, no caso de caves ou galerias técnicas, porque são estruturas cofradas.

Este tipo de solução provoca descompressões nos terrenos adjacentes, pelo que podem advir alguns problemas, tal como assentamentos em edifícios vizinhos.

Este tipo de solução não é adequado em terrenos cujo nível freático seja elevado e em solos pouco resistentes ou sem coesão.



Fig. 44 Execução de Muro de Berlim definitivo, Lisboa (Fotografia do autor, 2013)

3.3.1 Processo Construtivo

O processo construtivo é semelhante ao processo usado no caso de paredes de Berlim provisórias, apenas diferindo na execução dos painéis de betão armado e na execução de sapata de fundação.

Após a escavação dos painéis primários é executada a armadura que é posteriormente betonada.

Durante a execução da armadura são deixados negativos para as ancoragens.

A sapata de fundação é executada na extremidade inferior da cortina e após a finalização dos trabalhos de escavação até à cota prevista.

A sapata visa sobretudo absorver e distribuir pelo solo de fundação as cargas verticais solicitadas na cortina de contenção.

No final da obra e já com o escoramento da estrutura de contenção obtido graças à estrutura do próprio edifício a construir as ancoragens ou escoramentos são desativados.

3.3.2 Campos de Aplicação

Como já referido anteriormente este tipo de solução tem vindo a ganhar importância ao longo do tempo, não só porque permite obter uma cortina com melhores desempenhos mecânicos, como permite um acabamento final superficial bastante aceitável e nesse sentido a sua utilização tem sido difundida na construção de caves, silos automóveis ou espaços e galerias técnicas de edifícios.

3.3.3 Vantagens e Desvantagens

O uso desta técnica exhibe diversas vantagens como se enumeram a seguir:

- Representam uma maior economia relativamente aos processos descritos anteriormente;
- Requerem menor espaço para equipamento e não necessitam de grande maquinaria, pelo que não são necessários grandes acessos ao local de obra;
- É uma opção bastante válida porque fazem um aproveitamento total da área disponível de construção;
- Não necessitam de mão-de-obra ou maquinaria especializada;
- São estruturas que normalmente são englobadas na estrutura definitiva dos edifícios, porque possuem boa capacidade de carga vertical e absorvem e degradam os impulsos horizontais atuantes,
- São estruturas que por serem cofradas apresentam bom acabamento final;
- Permitem em simultâneo a realização da escavação e da contenção.

As desvantagens que este tipo de solução apresenta são as seguintes:

- Não apresentam um bom desempenho em terrenos com nível freático elevado;
- Este tipo de solução não é adequado para terrenos de fraca consistência;
- A cravação dos perfis induz ruídos e vibrações no solo, pelo que não é uma solução válida na execução de contenções junto a edifícios vizinhos, podendo originar fissuramentos dos mesmos, no entanto estes podem ser introduzidos em furos, limitando as vibrações e ruído;
- A solução origina descompressões nos solos, podendo provocar assentamentos em fundações de edifícios vizinhos, o que abre a possibilidade de um eventual colapso dos mesmos;
- Em terrenos rochosos ou com pedregulhos podem apresentar uma solução mais cara, nomeadamente quanto ao consumo de betão, quer seja pelo aparecimento no tardo da contenção de bolsões onde anteriormente estava uma pedra ou pedregulho, quer porque não são cofrados no tardo;
- O processo construtivo é demorado e apresenta fraco rendimento diário.

3.4 Paredes Moldadas ou Diafragma

A utilização deste tipo de contenção periférica remonta a inícios do século XX, mais propriamente a 1900, onde era utilizado sobretudo pela indústria petrolífera mais concretamente na perfuração de poços petrolíferos (Rocha, 2010). No entanto o âmbito de utilização foi-se alargando a outro tipo de utilizações que mais adiante serão mencionadas.

As paredes moldadas (Fig. 45) são estruturas de contenção verticais em betão simples ou armado ou através de uma mistura composta por cimento, bentonite e água.

São estruturas que podem ser executadas in situ, pré-fabricadas, plásticas ou híbridas. Os painéis são executados ou inseridos no solo antes da escavação e têm com principais funções o suporte de terras, a sustentação de cargas axiais, porque podem ser incorporadas na estrutura do edifício a construir e têm uma boa resistência à flexão.

Este tipo de solução é adequado para praticamente todos os tipos de solos e pode atingir profundidades da ordem dos 45m.

Apresentam espessuras variadas que vão desde os 40cm até espessuras maiores de cerca de 1,20m.



Fig. 45 Execução de parede moldada no palácio de Sotto Mayor em Lisboa
(www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)

3.4.1 Processo Construtivo

O tipo de processo construtivo é baseado nas características do solo, sendo suportado por ensaios geotécnicos que visam aferir qual o solo em questão e que tipo de técnica será utilizada, ou seja, com ou sem recurso a lamas bentoníticas ou outro tipo de agentes estabilizadores das paredes da vala como sejam polímeros orgânicos designados “geomud”.

Após análise e seleção da técnica o processo construtivo é o seguinte:

- Escavação superficial que tem como objetivo o nivelamento do solo para execução dos muros guia;
- Execução dos muretes guia que têm como função a definição do perímetro da obra e o guiamento dos equipamentos de escavação. Servem, ainda, de suporte e apoio às armaduras durante a fase da sua colocação;
- Início da abertura da vala com recurso a maquinaria específica como sejam o balde de maxilas, designado de clam-shell, ou a hidrofresa;
- Se necessário estabilização da vala com lamas bentoníticas ou geomud;
- Colocação de tubos junta nas extremidades painel;
- Colocação da armadura em forma de gaiola;
- Betonagem de baixo para cima, com recurso tremonha com funil;
- Recuperação, encaminhamento e reciclagem das lamas bentoníticas;
- Remoção lenta dos tubos junta, apenas quando se inicia a presa do betão;
- Demolição dos muretes guia, para saneamento do betão podre e para possibilitar o empalme da armadura na viga de coroamento que fará parte da estrutura final do edifício;
- Início da escavação, por níveis e execução das ancoragens ou escoramentos provisórios;
- Por último inicia-se a construção da superestrutura do edifício e após a conclusão da mesma desativam-se as ancoragens ou os escoramentos.

3.4.2 Campos de Aplicação

Este tipo de utilização pode ser utilizado praticamente em qualquer tipo de solo, desde os coesivos aos com pouca coesão ou ainda com nível freático elevado.

É uma boa solução no isolamento de terrenos contaminados como sejam poços ou depósitos enterrados que contenham materiais perigosos para a saúde pública.

Como referido anteriormente este tipo de contenção periférica tem uma diversidade muito grande quanto ao seu campo de aplicação e em seguida descrevem-se alguns exemplos de utilização tais como:

- Contenção periférica de solos situados junto a edifícios;
- Construção de silos automóveis, galerias técnicas e caves;
- Canais de rios ou ribeiras;
- Construção portuária;
- Construção de galerias de metropolitano;
- Construções de silos ou reservatórios subterrâneos;
- Construção de passagens subterrâneas, etc.

3.4.3 Vantagens e Desvantagens

As vantagens da utilização desta técnica são:

- Funcionam como barreira estanque às águas, garantindo praticamente a impermeabilização e como tal o uso desta técnica é indicado para terrenos em que o nível freático seja elevado;
- Solução construtiva com baixo nível de ruído e vibrações produzidas, o que se torna bastante compatível com a maior parte das obras de reabilitação urbanas;
- Este tipo de técnica pode ser utilizado praticamente em qualquer tipo de solo, desde arenosos, argilosos até solos rochosos, devido à utilização de elementos estabilizadores da vala, como sejam a calda de bentonite ou polímeros como geomud;
- Possibilidade de atingir profundidades elevadas;
- São estruturas que têm demonstrado bom comportamento sob a presença de ações sísmicas;
- Provoca menos descompressão nos terrenos e por isso esta é uma técnica com vantagens relativamente às técnicas anteriormente descritas, nomeadamente em obras de reabilitação urbana;
- Permite obter bom acabamento do paramento interior, quase não necessitando de acabamento, caso o solo não seja composto por elementos muito grosseiros;
- Possibilidade de existirem várias frentes de trabalho, resultando numa melhor programação dos trabalhos em obra.

As desvantagens da utilização desta técnica são:

- Solução mais cara que as técnicas anteriormente descritas, devido ao maior consumo de betão e à utilização de agentes estabilizadores da vala como a bentonite, exigindo ainda maquinaria e mão-de-obra especializada;
- Perda de área de construção, uma vez que necessita de folga entre a escavação e os edifícios contíguos, devido ao muro guia;
- Apresenta problemas do ponto de vista ambiental, devido à utilização de bentonite, que sendo um agente poluidor tem de ser devidamente acondicionado e reciclado;
- Exige melhores acessibilidades ao local de obra devido à utilização de maquinaria pesada;
- Exige maior área de estaleiro, quer seja para movimentação dos equipamentos, quer seja para instalação da central de produção e reciclagem de lamas bentoníticas;
- Solução mais onerosa quando a escavação é realizada em terrenos mais duros ou em terrenos com pedregulhos, o que leva a menores rendimentos pelo lado da escavação e a maiores consumos de betão pelo espaço livre, deixado pelos pedregulhos;

- Apresentam mau acabamento interior em terrenos rochosos com pedregulhos de maiores dimensões, sujeito a aparecimento de bolsões de betão, nos lugares deixados vagos pelos pedregulhos, o que leva a que tenham de ser demolidos após a escavação.
- Dificuldades de colocação de armadura em escavações de grande profundidade.

3.5 Estacas ou Cortinas de Estacas

A utilização deste tipo de técnica remonta a meados do século passado, e rapidamente ganhou notoriedade, graças à dupla função que exhibe, ou seja, tanto pode funcionar como cortina de contenção de terrenos, como pode atuar como elemento estrutural definitivo de fundação do edifício (Meireles e Martins, 2006). Apresenta facilidade e rapidez de execução e é facilmente adaptável a vários tipos de terreno, mostrando ser uma técnica com vantagens competitivas e económicas face a outras.

Esta técnica é realizada antes do início da escavação, por perfuração mecânica, com ou sem tubo moldador ou com recurso à utilização de lamas bentoníticas. Este método permite uma correta visualização do tipo de solo à medida que se vai escavando, permitindo assim corrigir se necessário o método construtivo, caso o terreno se venha a mostrar diferente do pré-estabelecido pelas sondagens efetuadas.

A resistência das estacas é conseguida sobretudo por atrito lateral, com alguma contribuição por ponta, dependendo da espessura das mesmas.

As estacas podem ser executadas individualmente ou em cortinas de estacas (Fig. 46) afastadas entre si, justapostas ou tangentes, sendo oportunamente explicados os vários métodos no subcapítulo de processos construtivos.



Fig. 46 Vista parcial de contenção de cortina de estacas no edifício do Corte Inglês, no Porto (Antunes et al, 2006)

3.5.1 Tipos de Cortinas

3.5.1.1 Cortinas de Estacas Afastadas

Este tipo de cortina consiste num conjunto de estacas que são devidamente alinhadas segundo determinação de projeto e o afastamento entre elas não deve ser superior ao seu diâmetro, sendo esse afastamento escolhido em função do solo, de modo a evitar o colapso do solo entre estacas.

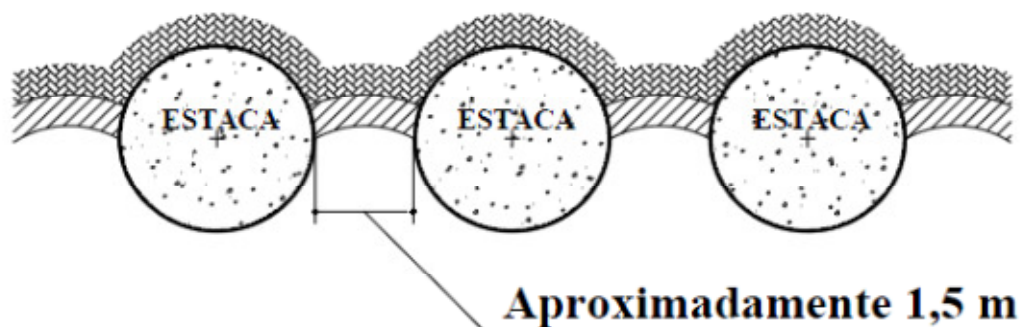


Fig. 47 Cortina de estacas afastadas (Meireles e Martins, 2006)

Este tipo de solução apresenta grande permeabilidade e reduzida resistência aos impulsos laterais. O espaço entre estacas pode ser preenchido por paredes de alvenaria, por uma solução de betão projetado envolvido em malhasol ou por colunas de jet-grouting, método que será abordado mais à frente. O preenchimento do espaço entre estacas deve assegurar que a transmissão dos impulsos do terreno se faça por efeito de arco às estacas.

3.5.1.2 Cortinas de Estacas Contíguas

Este tipo de cortina de estacas é à semelhança do método anterior consiste também em estacas afastadas entre si, apenas diferindo no afastamento entre estacas que não deverá ser superior a 10cm. É um método mais eficaz e normalmente utilizado em terrenos granulares ou argilosos. Exige rigoroso controlo de execução, nomeadamente quanto à verticalidade das estacas, de modo a não se intercetarem em profundidade. À semelhança do método anterior este tipo de solução não garante a impermeabilidade do interior da escavação.

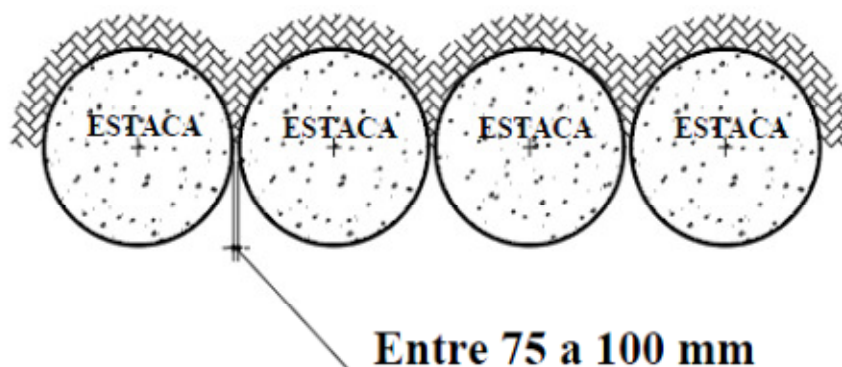


Fig. 48 Cortina de estacas contíguas (Meireles e Martins, 2006)

3.5.1.3 Cortinas de Estacas Justapostas

Este tipo de cortina é também conhecido por cortinas de estacas secantes, em que as estacas se intercetam entre si. Neste tipo de solução existem dois tipos de estacas, ou seja, as estacas macho, que são normalmente armadas ou podem conter no seu interior um perfil metálico e as estacas fêmea que não são armadas e são constituídas por betão de cura lenta, de modo a facilitar o corte nas secções laterais de sobreposição durante o processo de perfuração para execução das estacas macho.

Este tipo de solução é o que oferece maior impermeabilidade e resistência aos impulsos do solo.

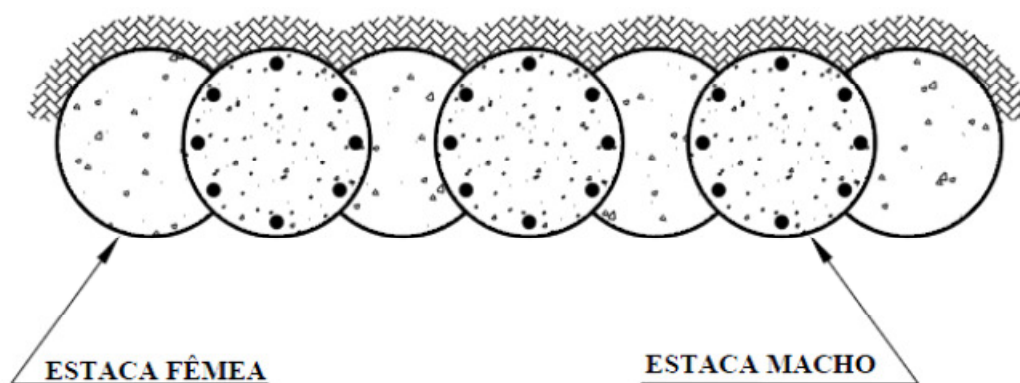


Fig. 49 Cortina de estacas justapostas (Meireles e Martins, 2006)

3.5.2 Processo Construtivo

3.5.2.1 Estacas com Trado Contínuo

Este tipo de método consiste na utilização de um equipamento de perfuração designado trado com haste oca, que permite o sustimento do furo bem como a betonagem da estaca através do referido orifício, conforme Fig. 50.

À semelhança das paredes moldadas, a primeira fase da execução de uma cortina de estacas consiste em executar uma pequena terraplenagem, permitindo nivelar o solo.

Após a terraplenagem executam-se os muros guia em betão e dá-se início à perfuração com recurso a um equipamento denominado trado. O sustimento do furo é garantido pelo próprio trado.

A fase seguinte consiste na betonagem, que é efetuada de baixo para cima e, à medida que a estaca vai sendo betonada, assiste-se a uma retirada lenta do trado, que por sua vez num movimento sem-fim vai trazendo o solo até à superfície. O betão é injetado através do orifício oco do trado.

Com a estaca betonada e antes do início da presa do betão, com auxílio de grua ou do trado introduz-se a armadura.

Com a armadura colocada, executa-se o saneamento da mesma no seu topo, ou seja, procede-se a demolição dos muros guia e da cabeça das estacas. Após conclusão dos

trabalhos de saneamento executa-se a viga de coroamento que tem como função garantir a solidarização das estacas e a incorporação na estrutura definitiva.

A última fase consiste na execução da escavação por níveis, com execução de vigas cintas, que servem para solidarizar os esforços atuantes nas estacas e de apoio às ancoragens, pregagens ou escoramentos se tal for necessário.

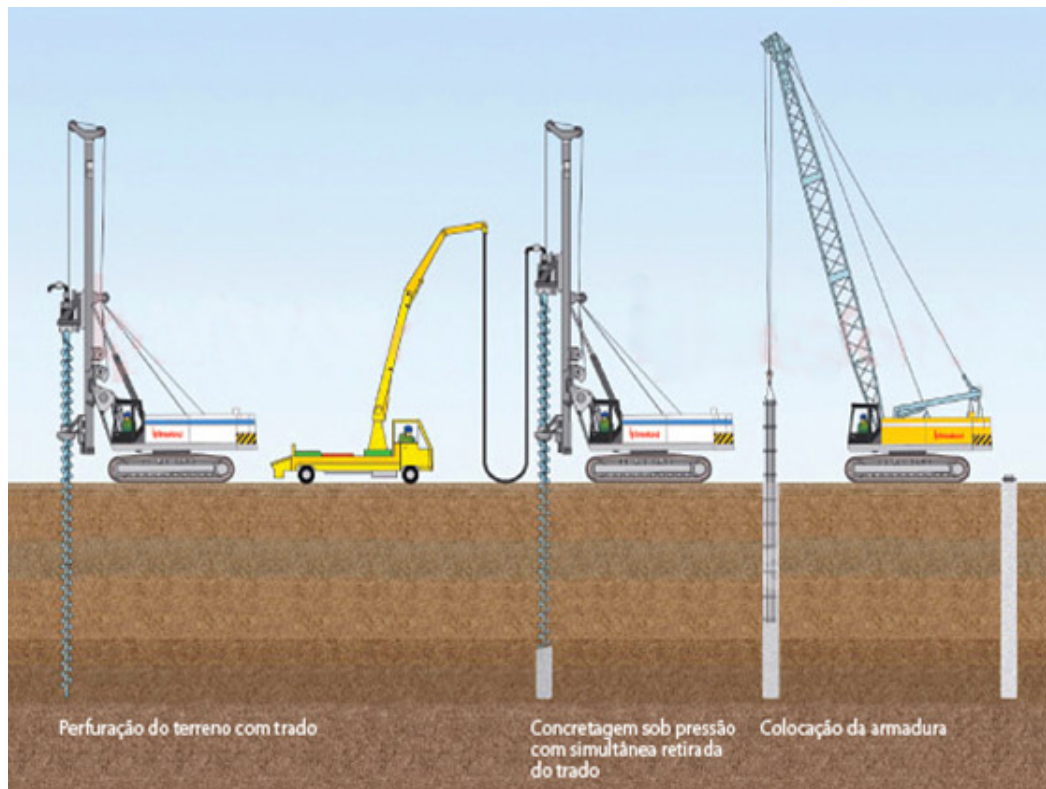


Fig. 50 Esquema de execução de estacas com trado contínuo (www.brasfond.com.br, consultado em 12 de fevereiro de 2013)

3.5.2.1.1 Campos de Aplicação

A utilização deste método construtivo tem algumas limitações, nomeadamente quanto ao tipo de solo e à profundidade máxima da estaca. O referido método apenas é aplicável a solos coesivos e sem presença de água e para estacas com profundidade máxima de 12m.

Entre os campos de aplicação mais comuns temos:

- Execução de fundações indiretas dos edifícios;
- Execução de cortinas de contenção;
- Construção de tuneis subterrâneos como galerias de metropolitano.

3.5.2.1.2 Vantagens e Desvantagens

Este método apresenta algumas vantagens como a seguir se enuncia:

- Dispensa a utilização de tubo moldador ou de lamas bentoníticas porque é o próprio trado que faz o sustimento do furo;

- Técnica mais rápida de executar, proporcionando maiores velocidades de execução. Por consequência torna-se um método mais económico;

- Não origina vibrações e o nível de ruído produzido é relativamente baixo;

As desvantagens da utilização deste método são:

- Necessidade de recorrer a operador especializado do trado, mormente no processo de subida do mesmo enquanto se executa a betonagem da estaca;

- Dificuldade de execução de estacas com maiores profundidades, devido à dificuldade de introdução de armadura;

- Possibilidade de ocorrência de contaminação da estaca por detritos que caem para o interior do furo;

- Possibilidade de ocorrência de vazios ou contaminação da estaca com solo do próprio furo, devido a velocidades mais altas de retirada do trado no momento da betonagem;

- Redução de resistência do solo na vizinhança de estaca em solos arenosos e abaixo do nível freático;

- As características do betão, bem como o próprio processo de betonagem requerem um apertado controle de execução;

- Não se garante o recobrimento mínimo da armadura, devido à dificuldade de posicionamento da mesma;

- Método pouco aconselhável para zonas com atividade sísmica, nomeadamente devido aos esforços de corte observados na fronteira entre camadas mais e menos rígidas;

- Dimensão da estaca limitada aos diâmetros existentes da broca do trado;

- Exige terrenos com capacidade de se auto-sustentarem.

3.5.3 Estacas Moldadas com Tubo Moldador Recuperável

Neste tipo de estacas utiliza-se um tubo moldador que serve para sustentar o furo antes da betonagem.

À semelhança do método anterior, a primeira fase do trabalho consiste em fazer uma preparação do terreno. Após esta primeira fase preliminar introduz-se o tubo moldador por cravação com auxílio de tubos guia. A estaca pode ser formada por troços acoplados de tubo moldador, consoante a profundidade pretendida da mesma.

A terceira fase consiste na execução de uma base alargada no fundo do furo que funciona com comprimento de selagem, com auxílio de martelo pilão ou recorrendo a um trépano para execução de ficha no maciço rochoso. A quarta fase consiste na remoção do solo com recurso a balde ou com o próprio trado. Posteriormente coloca-se a armadura e inicia-se a betonagem da estaca de baixo para cima com auxílio de uma tremonha, removendo o tubo moldador. A velocidade de retirada do tubo moldador é diretamente proporcional à

velocidade de execução da betonagem, por forma a garantir que a estaca fica devidamente betonada e isenta de vazios ou contaminada com solo, devido a uma retirada mais rápida do trado do que a velocidade da betonagem.

Após retirada do tubo moldador e à semelhança do método anterior faz-se o saneamento da estaca e procede-se à escavação.

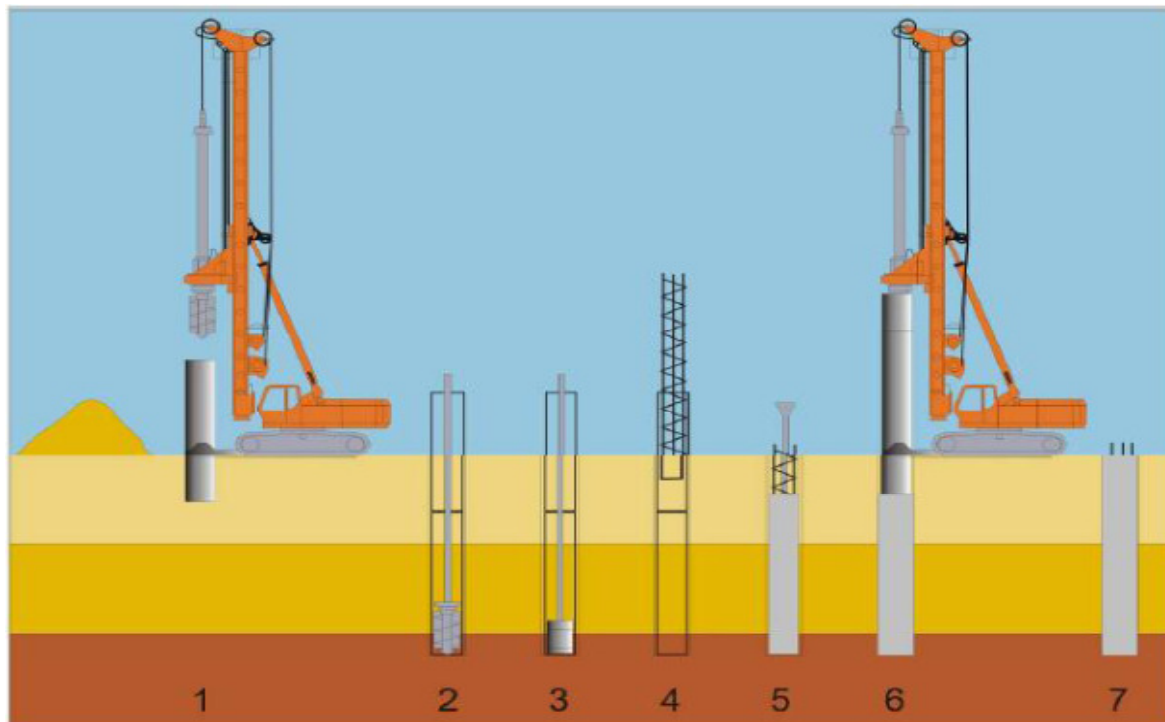


Fig. 51 Esquema de execução de estacas com tubo moldador (Meireles e Martins, 2006)

3.5.3.1 Campos de Aplicação

Este método pode ser aplicado a vários tipos de terrenos, podendo ser executadas estacas de maiores profundidades. Devido à utilização de tubo moldador é um método aconselhável para terrenos com nível freático elevado.

Os campos de aplicação são em tudo idênticos ao método anterior.

3.5.3.2 Vantagens e Desvantagens

Este método apresenta algumas vantagens, como as que se indicam a seguir:

- Rapidez e facilidade de execução;
- Aplicável a vários tipos de terreno;
- Possibilidade de execução de estacas de maiores dimensões e com comprimentos da ordem dos 50m;
- Possibilita a execução de estacas em terrenos com presença de água;
- Facilidade de ultrapassar obstáculos existentes e de penetração em estratos de solo moderadamente rígidos;

- Facilidade de execução em espaços limitados e de difícil acesso;
- Permite a execução de apenas uma estaca de cada vez;
- Permite a inspeção visual do solo e ajuste do método construtivo se tal vier a ser necessário;
- Custos de instalação do equipamento relativamente baixos;
- Estacas com boa capacidade de carga.

As desvantagens da utilização deste método são:

- Desaconselhada a utilização quando o nível freático é elevado, devido ao diferencial de pressões atuantes;
- Fraco rendimento de produção, o que origina maiores custos por metro linear de estaca;
- A gama de diâmetros da estaca é limitada pelos diâmetros comerciais existentes do tubo moldador;
- Problemas relacionados com os níveis de ruído e vibração.

3.5.4 Estacas Moldadas com Lamas Bentoníticas

Este método difere do anterior porque se utilizam lamas bentoníticas para estabilização do furo ao invés do tubo moldador. As lamas bentoníticas são utilizadas devido às suas propriedades tixotrópicas, ou seja, quando agitadas comportam-se como um fluido, mas em repouso têm a particularidade de se comportarem como um sólido. As lamas ao entrarem em contacto com o solo das paredes do furo têm a particularidade de desenvolver um filme ou película impermeável.

O processo construtivo é portanto semelhante ao anterior, como se descreve a seguir:

A primeira fase consiste na preparação do terreno, bem como na instalação da central de fabrico, distribuição, recuperação e reciclagem das lamas bentoníticas.

A segunda fase corresponde à operação de furação, com instalação de tubos guia, com vista a evitar a disseminação das lamas bentoníticas. As lamas bentoníticas são introduzidas no furo à medida que o solo vai sendo removido.

Após execução do furo limpam-se os detritos no fundo do furo com um balde e coloca-se a armadura.

Com a armadura colocada inicia-se a betonagem de baixo para cima com auxílio de tremonha, com remoção simultânea das lamas bentoníticas, que são encaminhadas para a central de reciclagem.

As fases seguintes são idênticas à dos processos anteriores.

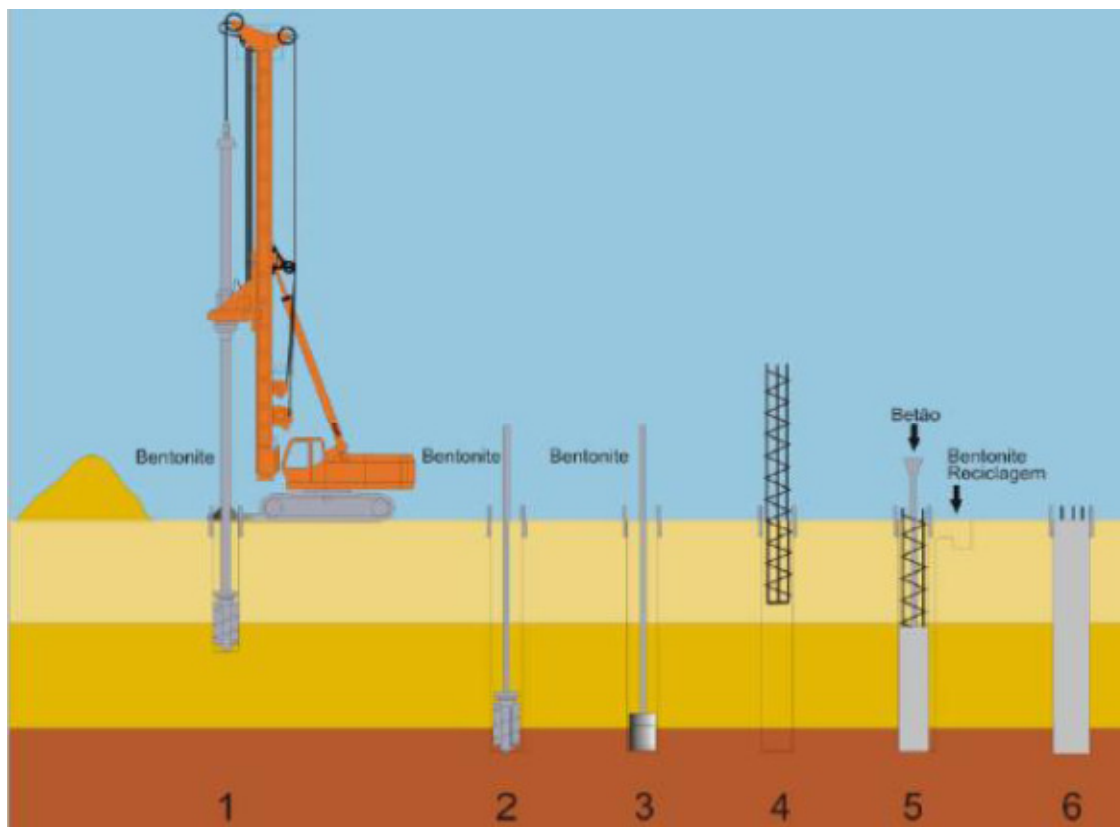


Fig. 52 Esquema de execução de estacas com lamas bentoníticas (Meireles e Martins, 2006)

3.5.4.1 Campos de Aplicação

O campo de aplicação é o mesmo do método anterior.

3.5.4.2 Vantagens e Desvantagens

Este método exibe diversas vantagens com se descrevem a seguir:

- Facilidade de execução em solos pouco coesivos ou com presença de água;
- Inexistência de vibrações e baixo ruído;
- Possibilita execução de estacas de maiores comprimentos e com gama alargada de diâmetros;

As desvantagens da utilização deste método são:

- Ocorrência de problemas de natureza ambiental, provocados por contaminação dos solos pelas lamas bentoníticas;
- Só permite executar estacas verticais;
- Necessita de estaleiro com dimensão adequada para alojar os equipamentos relacionados com a preparação, recolha e reciclagem das lamas;
- Custo mais elevado devido à presença das lamas.

3.6 Microestacas

Este tipo de metodologia foi inicialmente concebido no período do pós-guerra, como importante ferramenta de auxílio à reconstrução, designadamente substituindo o material até então utilizado (estacas de madeira por estacas de betão). Foram concebidas tanto para reforço de fundações como para tratamento de solos (Antunes, 2012).

As microestacas são estacas de pequenos diâmetros, entre 75mm e 350mm, de elevada esbelteza, que são introduzidas no terreno, com inclinação variável. Esta metodologia pode ser aplicada a uma grande variedade de terrenos e foi em particular concebida para trabalhos com pouco espaço disponível, nomeadamente em estruturas com reduzido pé-direito. As microestacas são elementos que trabalham à compressão e à tração, sendo a transmissão das cargas ao terreno maioritariamente efetuada através do atrito lateral, com diminuta contribuição de ponta. As microestacas são elementos de betão normalmente armados com secções tubulares em aço, que lhes conferem resistência à flexão, além da resistência à compressão e à tração.

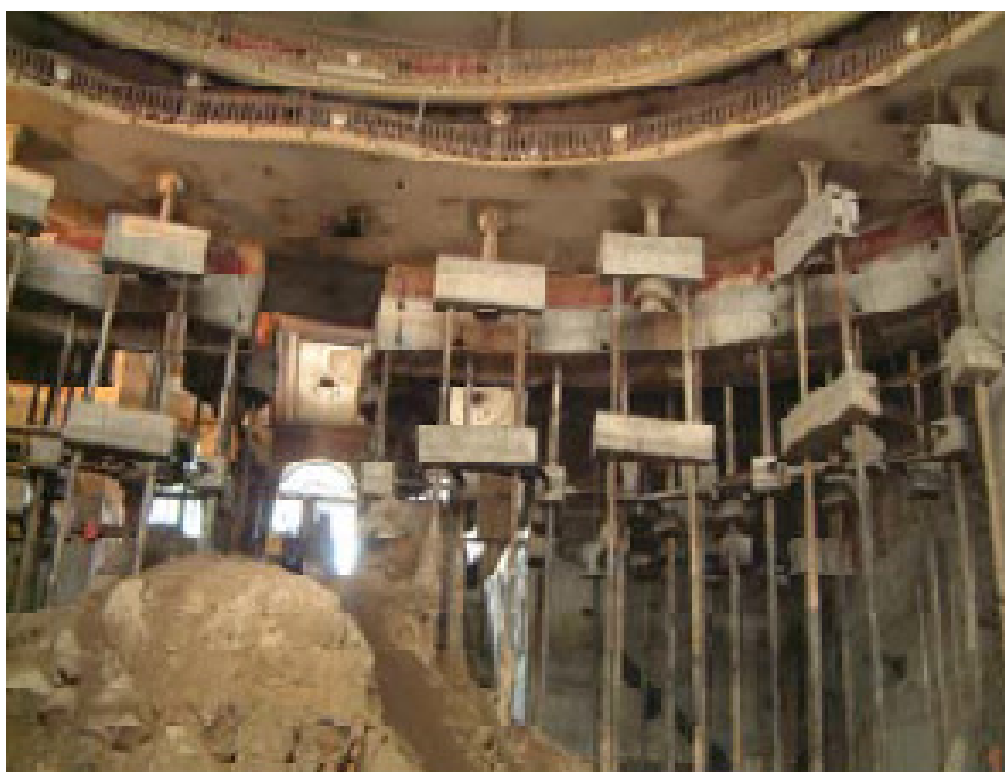


Fig. 53 Solução de recalçamento de pilares e paredes com microestacas no Teatro Circo de Braga (Pinto et al, 2004a)

3.6.1 Campos de Aplicação

Como referido anteriormente este tipo de solução adequa-se perfeitamente em obras de reabilitação, nomeadamente em espaço urbano. São diversos os campos de aplicação entre eles:

- Recalçamento de fundações;
- Fundações em locais com reduzida acessibilidade;
- Fundações de estruturas novas;
- Fundações em alto mar, nomeadamente em plataformas petrolíferas.

3.6.2 Vantagens e Desvantagens

Este método apresenta inúmeras vantagens, entre elas:

- Possibilidade de execução em edifícios construídos, com reduzido pé-direito;
- Execução de microestacas verticais e inclinadas;
- Dispensam a execução de câmaras de trabalho sob as fundações;
- Possibilidade de execução com interceção de sapatas existentes;
- Adaptáveis a qualquer tipo de terreno;
- Dispensam a utilização de lamas bentoníticas;
- Vibrações e ruído reduzido;
- Equipamento de furação ligeiro, com pouco volume e relativamente barato.

As desvantagens da utilização desta tecnologia são:

- Maior custo, associado aos tubos de aço;
- Exige equipamento e pessoal especializado;
- Possibilidade de ocorrerem problemas de encurvadura;
- Reduzida transmissão de carga por ponta;
- Limitação da capacidade de carga.

3.6.3 Processo Construtivo

A metodologia de execução de uma microestaca está dependente do tipo de solo encontrado, ou seja, se é coerente ou incoerente e por esse motivo explicam-se os dois processos.

O processo construtivo em solos coerentes consiste em várias fases como se descrevem a seguir:

- A primeira fase consiste na marcação no terreno do local de implantação das microestacas;
- Após a marcação dos locais inicia-se a perfuração, com recurso a trado ou varas e bits, com ou sem tubo moldador, conforme se esteja em presença de terrenos incoerentes ou coerentes;

- Após furação até cota de projeto retira-se o trado e coloca-se o tubo manchete (armadura);
- Com o tubo manchete colocado e com auxílio de uma bomba ejetora e obturador simples introduz-se a calda de cimento entre o terreno e o tubo manchete;
- Para executar o comprimento de selagem introduz-se calda de cimento no interior do tubo manchete, de baixo para cima, com auxílio de uma bomba ejetora e obturador duplo;
- A fase final consiste em executar a ligação da microestaca à estrutura definitiva.

O processo construtivo em solos incoerentes difere do anterior na fase de furação, devido à utilização de tubo moldador que é introduzido no terreno pelo trado à roto-percussão.

Após a introdução do tubo moldador coloca-se o tubo manchete e ejeta-se calda de cimento entre o tubo moldador e o tubo manchete. Após concluído este processo, e à semelhança da execução de estacas com tubo moldador, retira-se o tubo moldador.

O restante processo é idêntico ao processo descrito anteriormente.

3.7 Jet-Grouting

O jet grouting é uma técnica de tratamento do solo in situ, com o objetivo de promover a melhoria das características do solo. Esta técnica consiste na injeção a altas pressões (20 a 40 MPa) de calda de cimento, sendo executada através de jatos horizontais, provenientes de transformação de energia potencial de bombagem da calda em energia cinética. Esta tem a capacidade de desagregar a estrutura do terreno natural e assim misturar as partículas de solo com a calda de cimento, resultando um material com melhores características mecânicas e de menor permeabilidade do que o terreno original (Aldeias, 2011).

É executável em solos com NSPT <30 e funciona principalmente por atrito lateral, no entanto quando sujeito a tensões muito baixas funciona também por ponta, aproximando-se do funcionamento de um pegão ($\sigma_c < 2$ MPa).

Existem três sistemas diferentes para a execução de colunas de jet grouting, mais concretamente o tipo 1, 2 e 3, conforme Fig. 54.

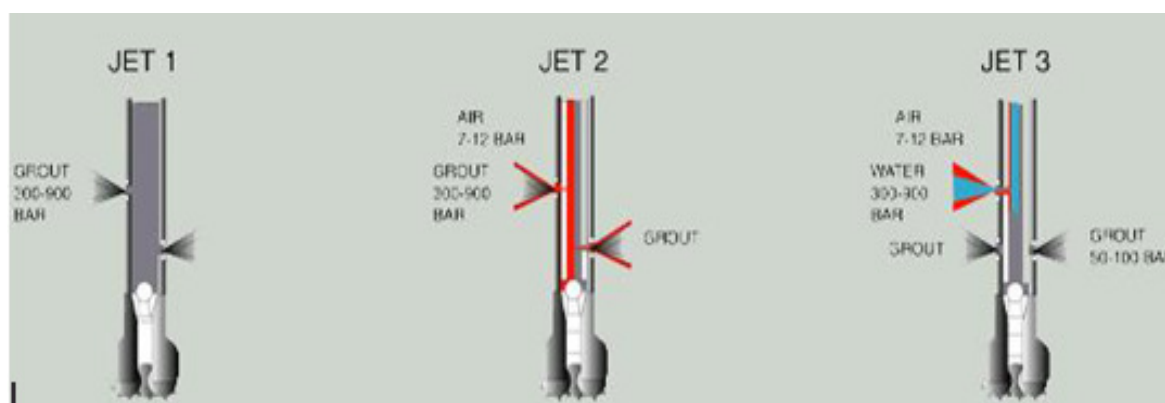


Fig. 54 Representação dos três sistemas de jet grouting (Aldeias, 2011)

O sistema tipo 1 é executado recorrendo apenas a injeção de calda de cimento. O sistema tipo 2 compreende a injeção em ejetores separados de calda de cimento e ar comprimido, que tem como função aumentar o alcance da calda. O sistema tipo 3 compreende a injeção em dois ejetores separados: um de calda de cimento, o outro englobando ar comprimido e água. A água juntamente com o ar comprimido tem por objetivo a desagregação do solo.

3.7.1 Campos de Aplicação

O campo de aplicação desta técnica pode ser dividido em três áreas, consoante o sistema utilizado, como se descreve a seguir:

O sistema tipo 1 é mais aconselhado para solos coesivos com valores dos ensaios SPT compreendidos entre 5 e 10 pancadas e em solos não coesivos com valores de N_{SPT} inferiores a 25 pancadas. O sistema tipo 2 é adequado para solos arenosos e com cascalho. O sistema tipo 3 pode ser utilizado em praticamente todo o tipo de solos.

As colunas de jet grouting podem ser utilizadas como cortinas de impermeabilização de terrenos, bem como no intervalo das cortinas de estacas afastadas de modo a garantir a impermeabilização do interior da escavação.

Em muitas situações este tipo de solução é usado para execução de tampões de fundo, procurando impedir a água de afluir para o interior da escavação pelo fundo da mesma.

3.7.2 Vantagens e Desvantagens

Esta técnica apresenta algumas vantagens, entre elas:

- Método bastante simples, de rápida execução e com altas taxas de rendimento;
- Maior economia em relação a soluções tradicionais, nomeadamente cortinas de estacas, paredes moldadas ou paredes de Berlim definitivo;
- Garantia de estanquidade.

As desvantagens são:

- Solução não reutilizável;
- Exige monitorização apertada, para evitar fenómenos como o empolamento do solo;
- As colunas de jet grouting têm muito pouca resistência à tração;
- Dificuldade de garantia do seu diâmetro ao longo de toda a extensão;
- Pouco aconselhável em terrenos argilosos.

3.7.3 Processo Construtivo

A execução de colunas de jet grouting normalmente compreende as seguintes fases:

Marcação do local de execução das colunas e posicionamento do equipamento de furação, colocando o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna;

Furação do terreno através de movimento rotativo da vara, com auxílio de jacto de água, que tem por missão a desagregação do solo, facilitando a escavação;

Com a escavação executada até à profundidade pretendida, obtura-se o furo de saída da água e inicia-se a injeção de calda de cimento no interior da vara e ao mesmo tempo começa-se a retirada a velocidade constante da vara;

Concluída a injeção da calda retira-se a vara e caso seja previsto em projeto são introduzidos no interior das colunas de jet grouting perfis de aço, visando uma melhoria da capacidade de carga, sobretudo a resistência à flexão.

3.8 Cutter Soil Mixing (CSM)

A técnica CSM pode ser analisada como uma variante da técnica de jet grouting, visando os mesmos objetivos, ou seja, o tratamento de solo in situ (Aldeias, 2011). Esta técnica permite a execução de painéis de contenção de solo tratado com calda de cimento.

As diferenças entre os dois métodos reduzem-se ao tipo de equipamento utilizado para execução da furação, sendo no caso da tecnologia CSM utilizada uma hidrofresa.

È uma técnica que tem vindo a ganhar o seu espaço, por um lado pela facilidade de execução e por outro porque permite executar painéis de solo tratado, com garantia de estanquidade e possibilitando a execução de paredes de contenção definitivas de betão armado com menor espessura.

3.8.1 Campos de Aplicação

O campo de aplicação desta técnica é semelhante ao do jet grouting, sendo a principal mais-valia a de permitir a execução em solos finos como argilas. Esta evolução deve-se essencialmente ao facto de o processo de formação da mistura solo-cimento se obter através do movimento mecânico rotacional das pás, no processo de escavação, com a injeção simultânea de calda de cimento na sua extremidade, sendo um processo adaptável a qualquer tipo de solo.

3.8.2 Vantagens e Desvantagens

A tecnologia CSM além das vantagens descritas anteriormente para a tecnologia de jet grouting apresenta mais alguns benefícios, como se enunciam:

- Conhecimento da geometria do painel de solo tratado em profundidade;
- Possibilidade de execução de painéis retangulares com 2,80m de largura e 1,20m de espessura;
- Reduzida quantidade de refluxo;
- Aplicável a praticamente todos os tipos de solos;
- Permite atingir profundidades da ordem dos 80m.

As desvantagens são:

- Recurso a equipamentos mais caros e de maiores dimensões;
- Metodologia pouco eficaz em solos compactos ou com presença de blocos de grandes dimensões;

3.8.3 Processo Construtivo

À semelhança do processo de jet grouting a execução de painéis de CSM é bastante simples, com recurso a poucos operários, o equipamento de furação (hidrofresa) e central de produção e abastecimento de calda de cimento.

O processo assenta nas seguintes fases construtivas:

Preparação do terreno, com abertura de vala de guiamento que permite simultaneamente o guiamento do equipamento de furação e a recolha do refluxo de calda de cimento gerado;

Posicionamento correto do equipamento, início da furação com introdução no solo das rodas mecânicas dentadas com inserção simultânea de calda de cimento. Na fase de descida as rodas dentadas rodam para fora, visando a desagregação do solo;

Furação até à cota pretendida, com libertação de cerca de 2/3 da calda de cimento;

Atingido o fundo da escavação inicia-se a subida do equipamento, com o movimento rotacional das rodas dentadas para dentro e com libertação gradual da restante calda de cimento (1/3);

Finalização do painel com a chegada à superfície do equipamento;

Em certos casos e caso se pretenda dotar os painéis de resistência à flexão são introduzidos perfis metálicos no interior dos painéis, no início do processo de presa da calda de cimento.

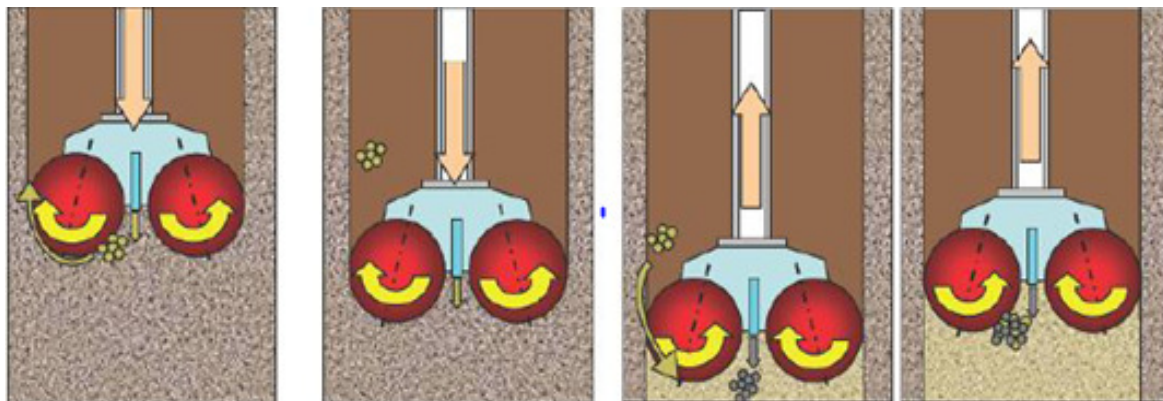


Fig. 55 Representação do processo construtivo de painéis de CSM (Aldeias, 2011)

4. CONTENÇÕES PERIFÉRICAS

4.1 Casos de Obra

4.1.1 Contenção Periférica de Muralha na Calçada Marquês de Abrantes

Como referido em 2.6.1, a obra previa a execução de uma escavação com 7,0m de profundidade abaixo da muralha, para execução de silos de estacionamento do empreendimento Santos City Design. Após o recalçamento da mesma, a solução de contenção periférica foi materializada recorrendo à tecnologia Berlim definitivo, conforme Fig. 56, com a execução faseada da escavação, e consequente betonagem dos painéis de betão diretamente contra o paramento escavado, após colocação das armaduras. Os painéis foram apoiados nas microestacas verticais, sendo efetuadas ancoragens provisórias e escoramentos metálicos nos cantos, por forma a garantir a estabilidade da parede. As ancoragens foram executadas através de furação com Ø 150mm, tendo sido seladas através do sistema IRS e eram compostas por 5 cordões de aço 0,6''. No final dos trabalhos elas foram desativadas, sendo garantido a estabilidade pela estrutura definitiva das caves, nomeadamente através das lajes (Núncio et al, 2012).



Fig. 56 Vista final da contenção no alçado norte (Núncio et al, 2012)

4.1.2 Contenção Periférica de Edifício na Rua Ivens, na Baixa de Lisboa

A contenção periférica do edifício foi materializada através da tecnologia Berlim definitivo, com construção de parede de betão armado, com 30,0 cm de espessura e com o extradorso a cerca de 20,0 cm do extradorso da viga de recalçamento, entretanto executada, conforme referido em 2.6.2. A parede foi apoiada provisoriamente em microestacas verticais, constituídas por armadura tubular de aço N80, tendo sido executadas e seladas

através de furos na viga de recalçamento, com \varnothing 150mm, nos quais foram inseridos negativos em tubagem de PVC. Os painéis de betão armado foram executados de forma alternada entre painéis primários e secundários, de modo a tirar partido do efeito de arco (Pereira et al, 2012). Com vista a garantir a estabilidade da parede foram efetuados 4 níveis de ancoragens provisórias e perfis metálicos nos cantos, tendo o primeiro sido executado na viga de coroamento e as restantes sobre a parede, espaçadas em planta 2,50m, com 14,0m de comprimento e 8,0m de bolbo de selagem, conforme Fig. 57.

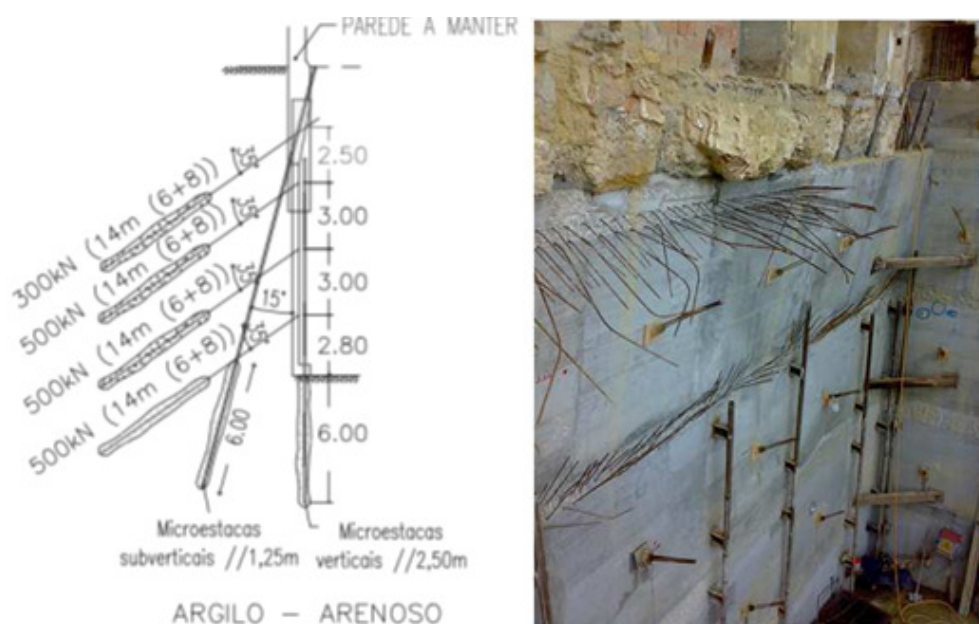


Fig. 57 Corte da estrutura à esquerda e vista final da contenção à direita (Pereira et al, 2012)

4.1.3 Contenção Periférica num lote contíguo ao Rio Tejo

Após a execução do recalçamento das fachadas do edifício, anteriormente abordada em 2.6.3, procedeu-se à execução da contenção periférica. O projeto inicial previa que a escavação fosse realizada sem presença de água no interior da escavação (Matias et al, 2010), com rebaixamento do nível freático, através da instalação de uma cortina de agulhas filtrantes (Well-points), que são tubos de aço ou PVC, com diâmetros compreendidos entre 3,75 e 5,0mm, perfurados na sua extremidade inferior, por forma a possibilitar a entrada de água pelo fundo e a sua bombagem pelo topo. Após estes trabalhos seria executada uma cortina de contenção provisória com uma malha de pregagens, solidarizada por uma cortina de betão projetado. Com a cortina provisória executadas, procedia-se à totalidade da escavação e seria executada a cortina de contenção através de métodos tradicionais, ou seja um muro de suporte em betão armado, executado de baixo para cima. Esta solução foi abandonada devido aos condicionalismos existentes, designadamente a grande permeabilidade das formações de aterro, a ausência de autorização de ocupação do espaço público e a proximidade de infraestruturas enterradas. A solução final de contenção periférica foi realizada recorrendo às tecnologias de paredes moldadas e jet grouting, a fim

de limitar a afluência de água ao interior da escavação. As paredes moldadas foram executadas em grande parte da obra, no entanto o tipo de contenção periférica realizada no interior do edifício foi concretizada através da tecnologia tipo Berlim definitivo, conforme Fig. 58, após execução de uma cortina de colunas de jet grouting, pelo interior do edifício.



Fig. 58 Vista da escavação e execução de paredes de Berlim Definitivas (Matias et al, 2010)

A solução provisória de estabilização da contenção foi executada através de escoramento metálico, apoiado em troços da laje de fundo, devido à impossibilidade de execução de ancoragens. A laje de fundo foi executada por fases, em betão armado, assente sobre os maciços de encabeçamento das estacas, que serviram como capitéis invertidos. As estacas foram executadas antes do início da escavação. Nas paredes moldadas o escoramento foi obtido através de banqueta contínua de solo por escavar, bem como por travamento metálico como referido anteriormente, conforme Fig. 59 Durante a execução dos trabalhos foi implementado um sistema de bombagem de água, de modo a manter seca a zona de trabalho. O sistema de bombagem foi realizado através da execução de diversos poços de bombagem, com recurso a trados. Os poços eram forrados com armadura forrada com geotêxtil, sendo preenchido o seu extradorso com areão.



Fig. 59 Vista da parede moldada, das estacas, da banqueta e do escoramento metálico (Matias et al, 2010)

4.1.4 Edifício Porto Bay na Rua Rosa Araújo, em Lisboa

A contenção periférica do edifício Porto Bay, após recalçamento das fachadas, conforme referido em 2.6.11, foi realizada através da tecnologia de Berlim definitivo. As paredes de betão armado têm espessura de 30,0cm, devidamente estabilizadas por 3 níveis de ancoragens, espaçadas de 3,0m, tanto na horizontal, como na vertical, conforme Fig. 60. No entanto, nos alçados laterais, a solução de travamento será obtida através de bandas de laje (Fig. 61), pela impossibilidade da execução de ancoragens, devido à proximidade de edifícios contíguos e pelo tipo de fundações dos mesmos, que é constituído por arcos com desenvolvimento de 9,0m, que descarregam em pegões, à esquerda e por muros de betão armado, com desenvolvimento em duas caves, à direita.

As ancoragens têm comprimento variável, compreendido entre 21,0m da primeira fiada e 13,0m na última fiada, com ângulo de entrada na horizontal de 30° de 25° respetivamente e comprimentos de selagem de 7,0m.

No alçado frontal a parede de fundação existente, com 1,50m de espessura, foi cortada 0,50m em todo o seu desenvolvimento, por forma a ganhar espaço, permitindo também a execução da parede de Berlim definitivo. No final da escavação será executada uma sapata sob as paredes de Berlim definitivo, com 1,35m de largura e 1,0m de profundidade. A laje de piso térreo será composta por 20,0cm de betão envolvido em malhasol, sob camada de brita.



Fig. 60 Vista da execução de ancoragens na parede de Berlim Definitiva, no alçado frontal
(Fotografia do autor, 2013)



Fig. 61 Vista da banda de laje (Fotografia do autor, 2013)

4.1.5 Edifício Centenário em Lisboa

A solução de contenção periférica do edifício centenário, situado na esquina da Rua Martens Ferrão com a Rua do Viriato em Lisboa, foi executada através da metodologia de Berlim definitivo. A execução da contenção dividiu-se em duas zonas, uma na zona sul e poente e outra na zona norte e nascente. Na primeira zona e após recalçamento das fachadas, conforme enunciado em 2.6.10, foi executada uma cortina de colunas de jet grouting verticais, com $\varnothing 1500\text{mm}$, nas zonas dos vãos e $\varnothing 1000\text{mm}$ nas restantes zonas das fachadas, armadas com tubos metálicos N80 $\varnothing 164 \times 7,7\text{mm}$, com entrega mínima de 5,0m em estrato de solo competente, de modo a limitar o acesso de água ao interior da escavação e melhorar as propriedades do solo. Após execução da referida cortina, esta foi solidarizada a painéis de betão armado, devidamente travados através de bandas de laje apoiadas nas microestacas verticais, conforme Fig. 62, que integrariam posteriormente a estrutura final do edifício (Pinto et al, 2008).



Fig. 62 Vista do travamento através de bandas de lajes (Pinto et al, 2008)

Na zona dos alçados norte e nascente as paredes de betão armado foram executadas de forma faseada, betonados diretamente contra o terreno (Fig. 63), tendo sido apoiadas provisoriamente em microestacas verticais, com secção tubular metálica N80 Ø88,9x9,5mm. As paredes foram devidamente travados através de elementos de laje nos cantos e treliças metálicas provisórias, conforme Fig. 64. O travamento das paredes foi concretizado através de bandas de laje e de treliças metálicas, devido ao impedimento da utilização de ancoragens. As treliças metálicas foram utilizadas como solução provisória de travamento, nas zonas onde seriam construídas as rampas de ligação e acesso entre as várias caves.



Fig. 63 Vista da escavação e da armadura pronta a ser betonada contra o paramento (Pinto et al, 2008)



Fig. 64 Vista do travamento através de bandas de laje nos cantos e treliças metálicas (Pinto et al, 2008)

4.1.6 Palácio de Sotto Mayor

A solução de contenção do Palácio de Sotto Mayor dividiu-se em duas zonas, uma no perímetro exterior adjacente às vias de comunicação e outra na galeria sob o palácio. Na primeira zona foram utilizadas diversas tecnologias, tais como, Berlim definitivo, paredes moldadas e cortina de estacas. As paredes de betão armado tipo Berlim definitivo foram executadas ao longo dos Largos das Palmeiras e Andaluz, com uma altura máxima da ordem dos 18,0m e espessura de 0,35m, devidamente apoiadas em microestacas e travadas com 5 níveis de ancoragens, conforme Fig. 65.



Fig. 65 Vista da contenção periférica tipo Berlim Definitivo
(www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)

Na Av. Fontes Pereira de Melo e na Rua Martens Ferrão a solução de contenção periférica recaiu na execução de paredes moldadas com altura máxima de 27,0m e 1,0m de espessura, no caso da primeira e 0,60m de espessura, no caso da segunda, devidamente estabilizadas com 11 níveis de ancoragens (Fig. 66). Neste trabalho foram executadas lamias bentoníticas, por a fim de garantir a estabilidade da escavação. Na Rua Sousa Martins foi executada uma cortina de estacas Ø800mm, afastadas 1,0m, com altura máxima de 23,0m (Fig. 67), com 6 níveis de ancoragens, sobre vigas cintas de travamento.

O travamento final das referidas contenções foi conseguido através da execução de lajes fungiformes aligeiradas, que constituem a estrutura definitiva, sendo posteriormente desativadas as ancoragens. A solução de contenção utilizada na galeria sob o palácio, foi do tipo Berlim definitivo. Foram erguidos pilares em betão armado para apoio das vigas de

recalçamento, conforme descrito em 2.6.4, envolvendo, sempre que possível, as microestacas. As paredes de betão armado (Fig. 68) foram apoiadas nas microestacas de recalçamento. O escoramento entre vigas de coroamento foi materializado através da colocação de perfis metálicos (Fig. 69).



Fig. 66 Vista da parede moldada

(www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)



Fig. 67 Vista da cortina de estacas e vigas cintas ao longo da Rua Sousa Martins

(www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)



Fig. 68 Vista da execução de parede de betão armado (www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)



Fig. 69 Vista dos pilares definitivos e do travamento metálico entre vigas (www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf)

4.1.7 Teatro Circo de Braga

A solução de contenção periférica utilizada no Teatro Circo de Braga, após recalçamento conforme enunciado em 2.6.5, foi efetuada através da tecnologia Berlim definitivo e dividiu-se em duas zonas, A e B. A zona designada por A, situada entre o 1º balcão a

plateia, apenas podia ser intervencionada por um dos lados, pelo que a solução foi materializada através da execução de paredes de betão armado, com 30cm de espessura nos níveis superiores e 50cm nos níveis inferiores, tipo Berlim definitivo, apoiados em microestacas, devidamente ancorada e escorada (Pinto et al, 2004a), conforme Fig. 70.



Fig. 70 Vista da solução de contenção na zona A (Pinto et al, 2004a)

Na zona B, a contenção foi executada em ambos os lados, tendo sido executadas duas paredes de betão armado, ao abrigo da tecnologia anterior, devidamente solidarizadas entre si através de tirantes em aço, conforme Fig. 71.

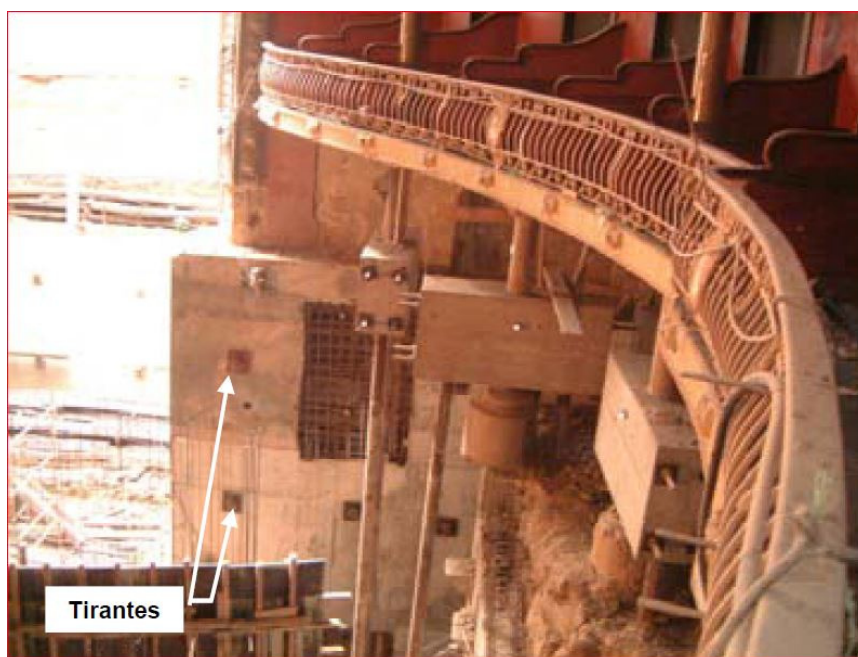


Fig. 71 Vista da solução de contenção na zona B (Pinto et al 2004a)

4.1.8 Empreendimento “Liberdade Street Fashion” em Braga

A contenção periférica do referido empreendimento foi materializada através da tecnologia de Berlim definitivo e foi constituída por duas contenções, uma no exterior que serviu de contenção aos terrenos adjacentes aos arruamentos e outra no interior, em torno do edifício da PT por forma a garantir a sua estabilidade e operacionalidade durante os trabalhos de escavação (Pinto et al, 2010a). Em torno do edifício da PT, os painéis de betão armado, com 30cm de espessura, foram betonados diretamente contra o paramento escavado. Nos estratos superiores do terreno, o escoramento provisório foi executado, através de tirantes pré-esforçados, que atravessaram todo o edifício, tendo sido instalados em paredes opostas da contenção, e no estrato inferior denominado ZG3, através de pregagens, conforme Fig. 72.

Na zona exterior, nomeadamente na zona das fachadas a preservar, foram executadas paredes de betão armado, com 30cm de espessura mínima, ao abrigo da tecnologia referida anteriormente (Fig. 73), tendo sido devidamente estabilizadas através de ancoragens e escoras metálicas situadas nos cantos da contenção. As ancoragens foram executadas afastadas entre si cerca de 3,0m, com comprimento mínimo de selagem de 6,0m, com diferentes comprimentos e inclinações, por forma a evitar intercetar estruturas enterradas existentes e foram constituídas por cinco cordões de aço de 0,6”.

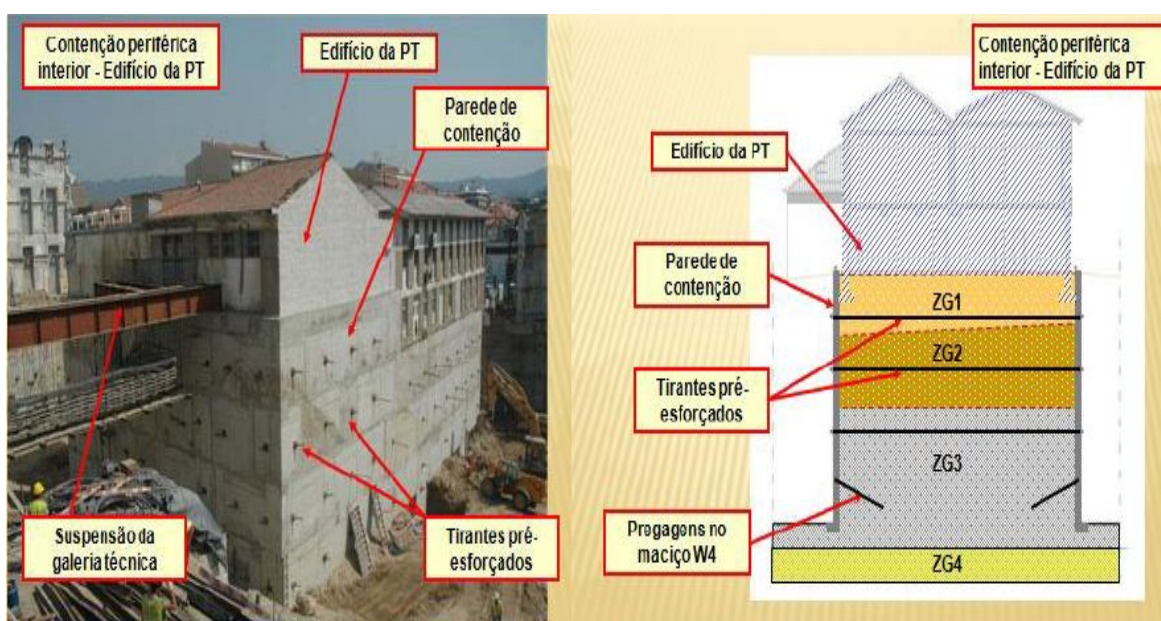


Fig. 72 Vista da contenção periférica interior (Pinto et al, 2010a)

De modo a garantir o acesso rodoviário de veículos pesados ao edifício da PT, foi executada uma laje em betão armado, com 22,0cm de espessura, com largura útil de 5,0m, apoiada lateralmente em duas vigas invertidas, que serviam de guarda rodas e guarda corpos e nos topos era apoiada nas paredes de contenção interior e exterior. Nesta zona as paredes foram reforçadas com microestacas adicionais, do tipo N80, devidamente encabeçadas pelas vigas invertidas, por forma a garantir a estabilidade da laje. Nesta zona,

o escoramento provisório entre as contenções foi obtido através de escoramento metálico, conforme Fig. 74.



Fig. 73 Vista da contenção periférica tipo Berlim Definitivo, na zona das fachadas a preservar (Pinto et al, 2010a)

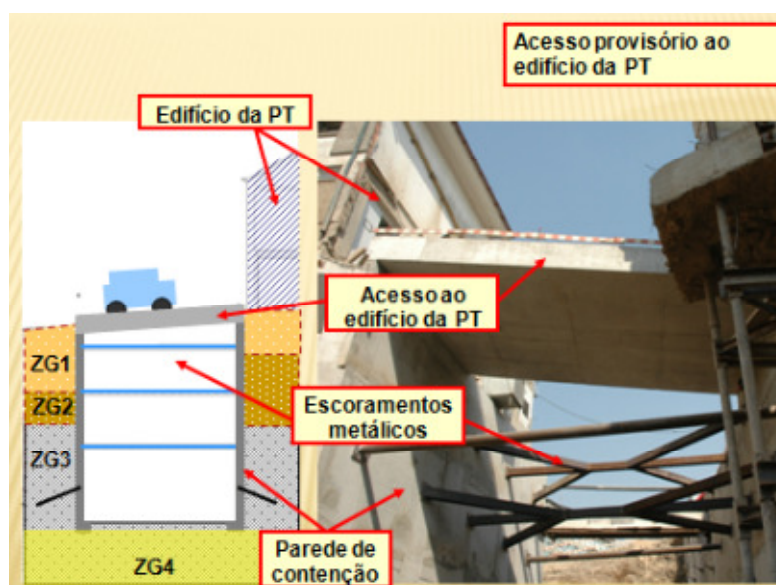


Fig. 74 Vista da laje de acesso ao edifício da PT (Pinto et al, 2010a)

4.1.9 Edifício na Av. Lourenço Peixinho em Aveiro

Posteriormente ao recalçamento das fachadas descrito em 2.6.9, a solução de contenção periférica do referido edifício foi executada através do recurso à tecnologia de jet grouting tipo 1 (Costa e Durão, 2010). Foi executada, numa primeira fase e antes do início da escavação, ao longo de todo o perímetro, de modo a limitar o acesso de água ao interior da escavação, uma cortina de colunas de jet grouting, com Ø800mm, afastadas entre si 0,65 m, com altura mínima de 5,0 m e com entrega mínima de 2,0m no estrato de solo

denominado “Argilas de Aveiro” (Fig. 75). As colunas foram executadas com dosagem mínima de cimento de 300Kg/m e foram armadas, no seu interior, com tubos metálicos N80 Ø177,8x11,5mm, incrementando a resistência das mesmas à flexão. Após execução das colunas realizou-se uma primeira escavação, com o objetivo de possibilitar a execução de uma viga de coroamento sobre as mesmas. Os edifícios adjacentes foram escorados, ao nível da viga de coroamento, com escoras metálicas, com 11,0m de comprimento, tendo sido ligadas à viga através de bucha química. Numa segunda fase e com a escavação executada, foram erguidas paredes de betão armado, com 25,0cm de espessura, construídas pelo método tradicional, ou seja, de baixo para cima, diretamente betonadas contra a cortina. A execução das paredes de betão armado implicou o corte de cerca de 25,0cm na espessura das colunas. A fundação foi concretizada através de uma laje de betão armado, sob o tampão de fundo, tendo sido devidamente dimensionada para resistir às subpressões provocadas pela presença de água.

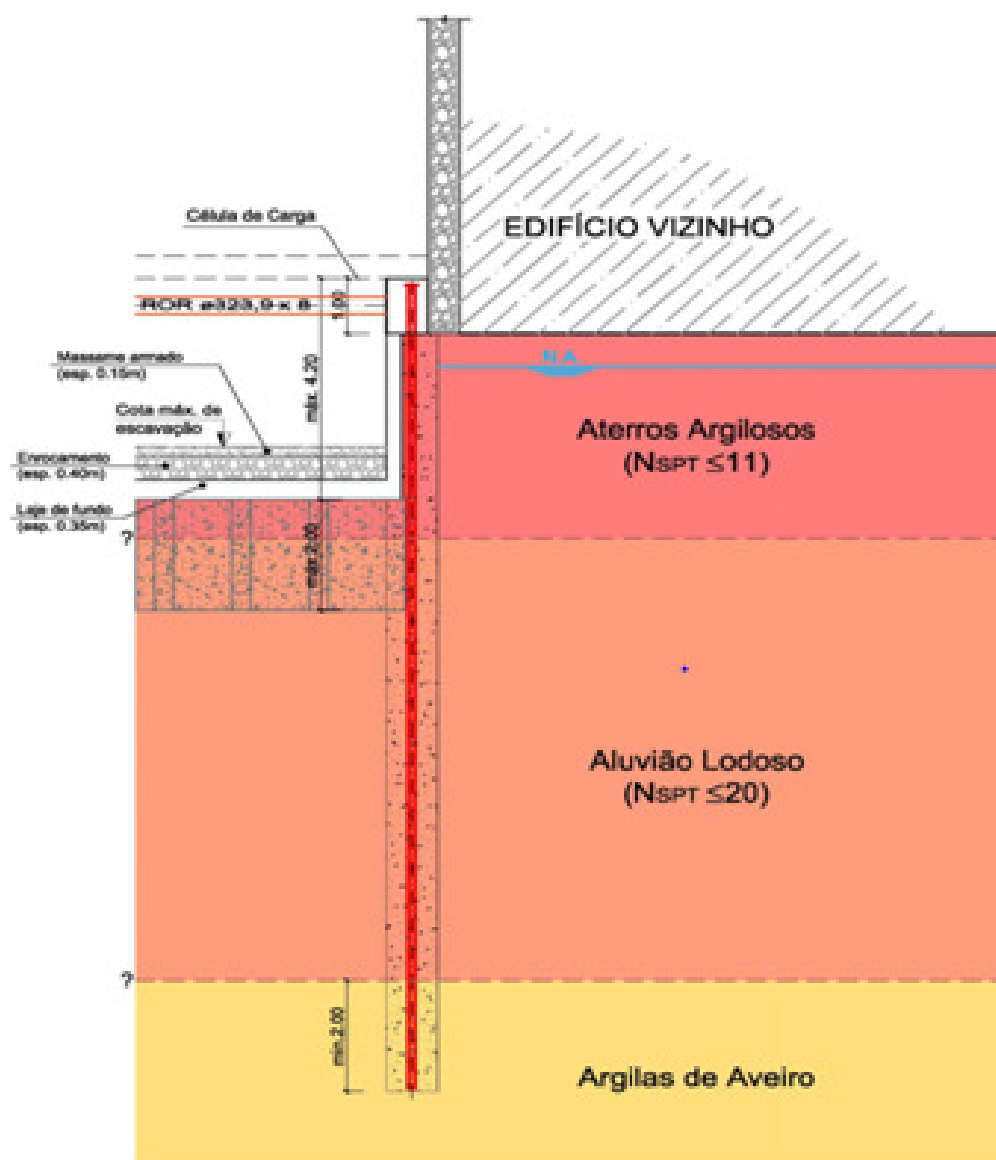


Fig. 75 Corte tipo da estrutura de contenção e fundação (Costa e Durão, 2010)

4.1.10 Edifício na Av. Da República, n.º 25 em Lisboa

O edifício em análise previu a construção de 4 caves, tendo a contenção periférica sido materializada através da tecnologia Berlim definitivo (Fig. 76), após recalçamento das fachadas anteriormente abordado em 2.6.13. Os painéis de betão armado, com 30,0cm de espessura mínima, foram apoiados em perfis metálicos previamente introduzidos no terreno, antes do início dos trabalhos de escavação.



Fig. 76 Vista da contenção periférica tipo Berlim Definitivo (Pinto et al, 2010e)

O sistema de travamento foi conseguido através da execução de bandas de laje e treliças metálicas, devido à impossibilidade de execução de ancoragens, dada a proximidade de uma galeria do metropolitano e de infraestruturas enterradas (Pinto et al, 2010e). Por indicação de projeto, era considerado suficiente o travamento executado (Fig. 77) apenas ao nível dos pisos 0 e -2, facilitando desta forma os trabalhos de escavação. O travamento ao nível do piso 0 foi composto por bandas de lajes de betão armado que formavam um quadro fechado. Estas integrariam a estrutura definitiva do edifício, com 25,0cm de espessura e 4,50m de largura. Apenas nas zonas de acesso aos níveis inferiores foram instaladas treliças metálicas, com larguras compreendidas entre 4,50m e os 4,70m, compostas por perfis metálicos HEB260 nas cordas e HEB nas diagonais. O segundo nível de travamento foi composto por bandas de laje, com a mesma espessura referida anteriormente e 5,00m de largura. As treliças metálicas tinham as características e dimensões anteriormente referidas. As bandas de laje, bem como as treliças foram apoiadas, durante a fase de escavação, em perfis metálicos tipo TM Ø 139,7x9,0mm, que

foram introduzidos no terreno antes do início da escavação. Os tubos metálicos foram colocados no interior de furos com Ø 20,0cm, com entrega mínima de 4,0m no estrato de solo competente, tendo sido selados através de sistema de injeção IRS.



Fig. 77 Vista dos travamentos e da contenção periférica (Pinto et al, 2010e)

4.1.11 Parque de estacionamento subterrâneo do Parlamento Helénico

O edifício do Parlamento Helénico, na Grécia, localiza-se no centro da cidade de Atenas. Construído há 150 anos em alvenaria de pedra, sofreu no decurso dos tempos ampliações e remodelações. A necessidade de uma adequação contemporânea do edifício levou à construção de um silo automóvel subterrâneo de 5 pisos, com capacidade para 700 veículos, nos espaços exteriores confinantes com o parlamento, conforme Fig. 78. A construção do referido silo previa a execução de uma escavação com cerca de 17,5m de profundidade, ao abrigo de sistema construtivo tipo TOP DOWN. Deste modo, e antes do início dos trabalhos, foram executados 8 furos no solo, a uma profundidade de 30,0m, no intuito de conhecer as propriedades e características do tipo de solo em questão, sendo este composto por uma camada superficial, com 5,0m de espessura, constituída por argila siltosa, areia e cascalho, que assenta sobre camada de xisto de Atenas (Leonidou et al, 2001). O nível freático varia entre os 4,5m e os 22,0m de profundidade. No entanto, durante os trabalhos não foi encontrada água, devido ao bombeamento contínuo de água, causado pela construção de um túnel do metropolitano de Atenas. A solução construtiva consistiu na execução de estacas de betão armado, com diâmetro variável entre 0,8m e 1,0m, afastadas entre si 1,5m e 1,8m respetivamente e com profundidades da ordem dos 20,0m. Para assegurar a estabilidade das estacas, durante a fase de escavação foram executados entre 7 a 9 níveis de ancoragens. Após execução das estacas foi executada uma primeira laje em betão armado, ao nível da superfície (Fig. 79), servindo como escoramento, antes do início da escavação. Com a laje executada procedeu-se à escavação

de cima para baixo, em sucessivos níveis, com consequente construção faseada da estrutura, até ao nível pretendido.

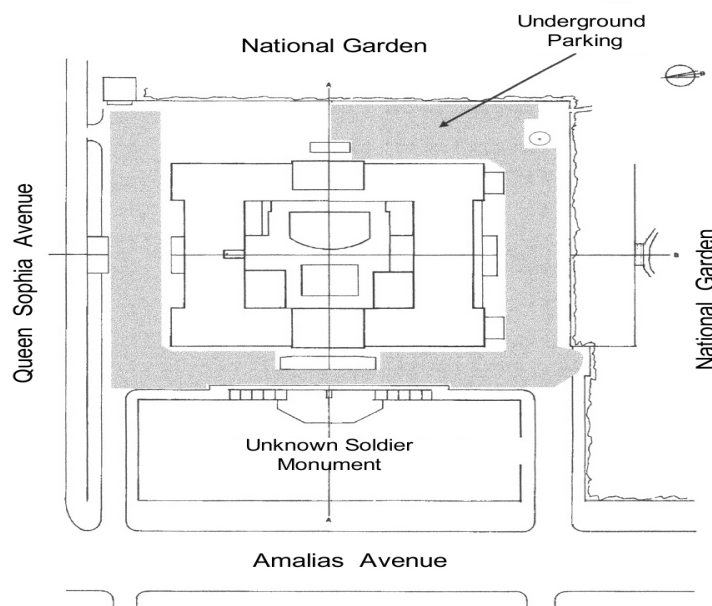


Fig. 78 Vista em planta da localização do Parlamento Helénico e do parque automóvel subterrâneo (Leonidou et al, 2001)

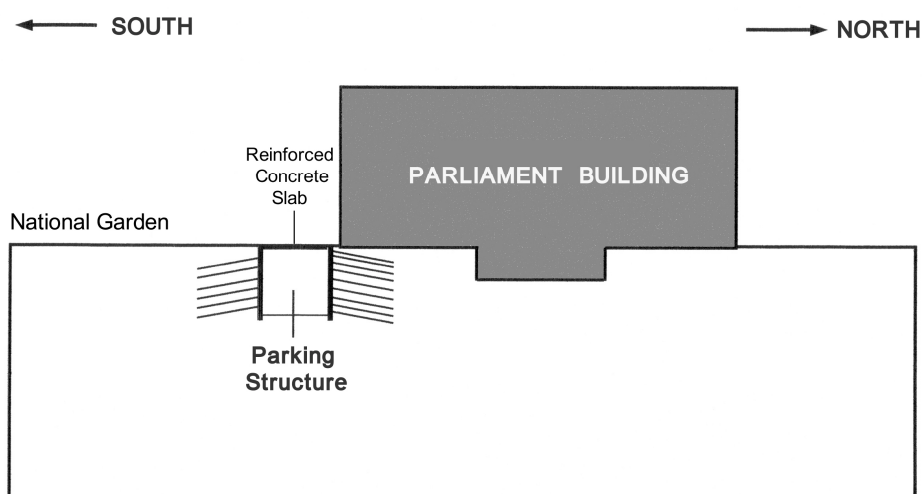


Fig. 79 Corte tipo da solução de contenção periférica ((Leonidou et al, 2001)

4.1.12 Edifício antigo em Lisboa

O edifício localiza-se num quarteirão histórico do Bairro Alto, próximo do terraço de S. Pedro de Alcântara, na cidade de Lisboa. A obra consistia na reabilitação do edifício, com construção de 3 pisos enterrados, conforme Fig. 80, com preservação integral das fachadas. Antes do início de qualquer trabalho foram executadas sondagens ao terreno, a fim de conhecer as suas características, sendo este composto por uma camada de aterro com 6,0m de espessura, assente sobre argilas miocénicas (Pinto et al, 2001).

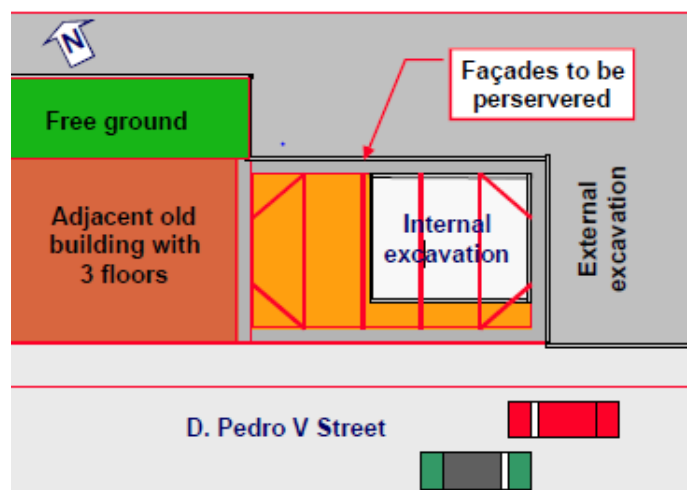


Fig. 80 Localização do edifício e da zona de escavação (Pinto et al, 2001)

De forma a possibilitar a execução os trabalhos, as fachadas a preservar tiveram de ser escoradas, devido ao estado de degradação das mesmas, permitindo, assim, acautelar possíveis danos durante a execução da obra. Após escoramento, a estrutura de contenção foi efetuada ao abrigo da tecnologia Berlim definitivo, sendo as paredes de betão armado apoiadas em microestacas verticais. A contenção junto à Rua D. Pedro V, era apenas acessível por um dos lados, o que levou à execução de uma parede de betão armado pelo interior (Fig. 81), devidamente estabilizada por dois níveis de ancoragens. Na parte posterior do edifício, devido à acessibilidade por ambos os lados da parede existente, a estrutura de contenção foi materializada através da execução de duas paredes de betão armado, sendo uma exterior e outra interior, solidarizadas entre si através de tirantes pré-esforçados, conforme Fig. 81.

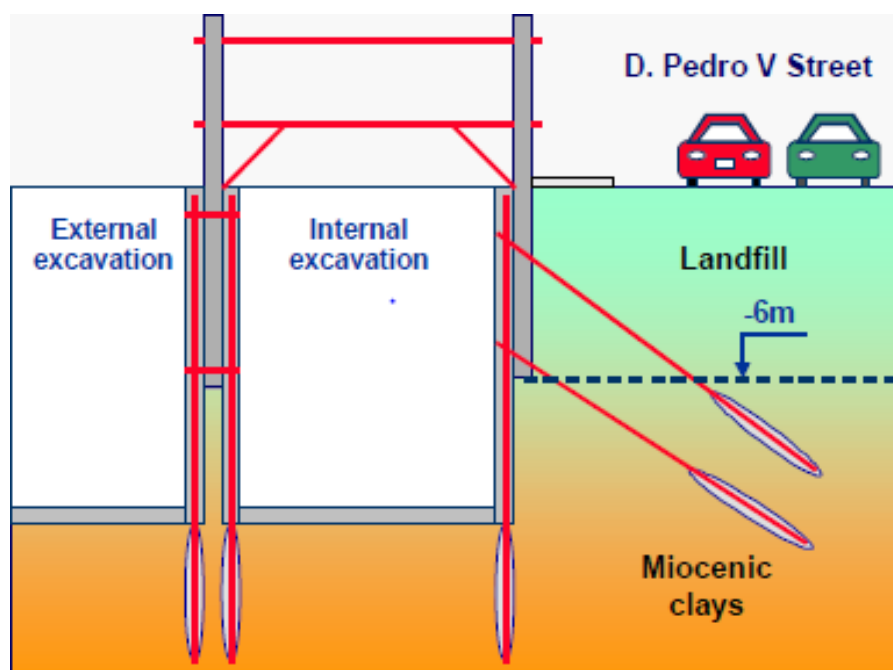


Fig. 81 Corte tipo das soluções de contenção periférica (Pinto et al, 2001)

4.1.13 Edifício do Teatro Circo Aveirense em Aveiro

A obra consistiu na realização de uma escavação com 3,0m de altura, numa área de 550 m², para construção de um novo piso enterrado, sob as zonas do balcão, plateia e palco, com manutenção das fachadas e paredes interiores. O edifício existente data de 1881 e a sua estrutura é constituída por paredes de alvenaria de pedra. A obra insere-se numa zona nobre da cidade de Aveiro, confrontando com a Rua Belém do Pará, próxima da Praça da República.

O solo de fundação era constituído por camada superficial de aterros, sob formações aluvionares lodosas de reduzida espessura, assente sobre depósitos de praias antigas, constituídos por areias de diversas dimensões e seixos, que por sua vez assentava sob uma formação cretácica designada Argilas de Aveiro. O nível freático situava-se a 2,0m de profundidade (Pinto et al, 2004).

Uma das maiores dificuldades de execução do trabalho, foi a sua realização através do interior do edifício, com as dificuldades inerentes, como a falta de espaço e de pé direito, o que obrigou à utilização de maquinaria de reduzidas dimensões e com maior versatilidade.

O projeto previa a execução do recalçamento das paredes, a execução de novos pilares e respetivas sapatas, bem como a execução de uma cortina de contenção, que visava simultaneamente a contenção dos terrenos e a limitação da afluência de água ao interior da escavação, conforme Fig. 82 e Fig. 83. As paredes interiores e exteriores foram recalçadas através da execução de pares de microestacas, em cada lado das paredes, solidarizadas no topo através vigas de recalçamento. As vigas foram executadas de ambos os lados das paredes e foram solidarizadas entre si com recurso a barras de aço pré-esforçado tipo GEWI. Entre as vigas de recalçamento e a cota da escavação foi erguida uma parede de betão, que tinha a função de embeber os tubos das microestacas e o confinamento dos terrenos adjacentes.

A cortina de contenção foi materializada através da tecnologia de jet grouting do tipo 1. Desta forma, executaram-se 875 colunas com Ø800mm e 52 colunas com Ø500mm, com dosagem de cimento de 270Kg/ml e 180Kg/ml respetivamente. Nas zonas onde nasciam novos pilares as colunas foram armadas com tubos metálicos tipo TM80, encabeçados por maciços de encabeçamento, sobre os quais estes nasciam. As colunas de menor diâmetro também foram armadas com os mesmos tubos metálicos, devido à sua menor inércia e resistência. A limitação por um diâmetro máximo de 800mm visou um melhor controlo das pressões de execução. As colunas de Ø500mm prendiam-se com aspetos arquitetónicos, nomeadamente ao nível da ocupação de espaço. A ligação entre a laje de fundação e a laje de piso térreo foi efetuada através da execução de uma parede de betão armado, tendo esta sido betonada contra uma tela drenante. De modo a possibilitar a execução da referida parede, as colunas de jet grouting foram parcialmente demolidas numa espessura equivalente à da parede.

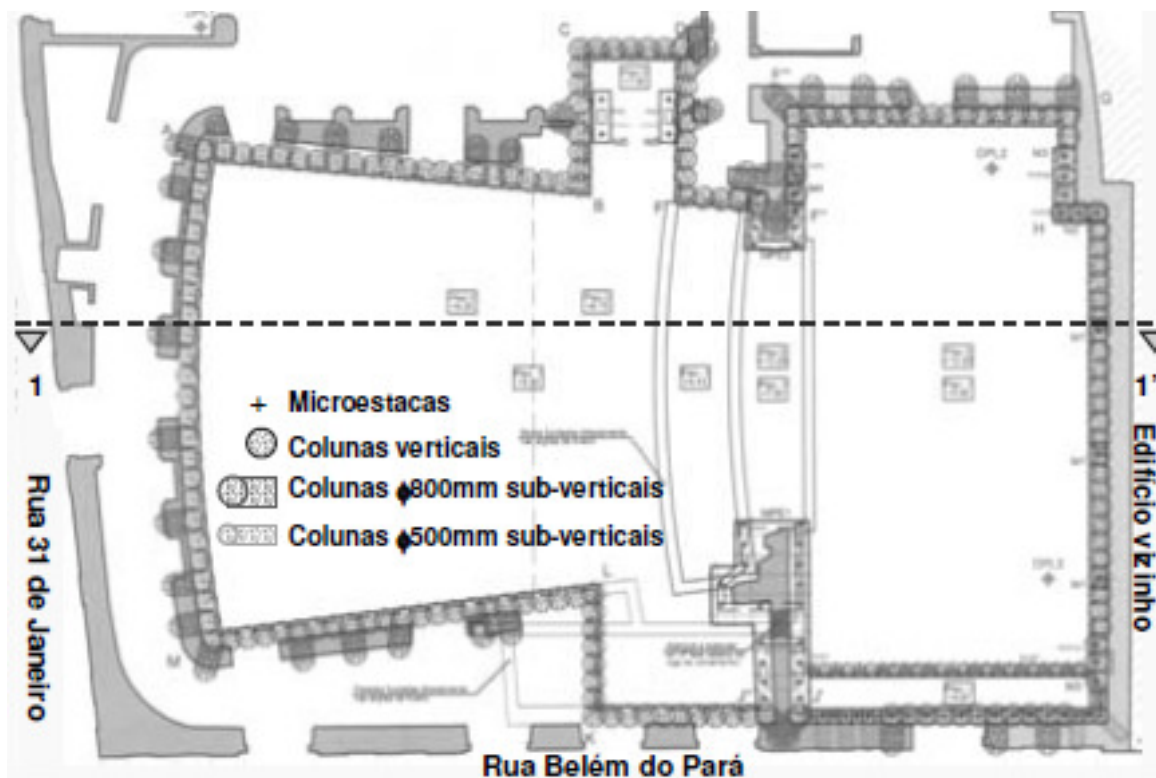


Fig. 82 Planta da solução adotada (Pinto et al, 2004)

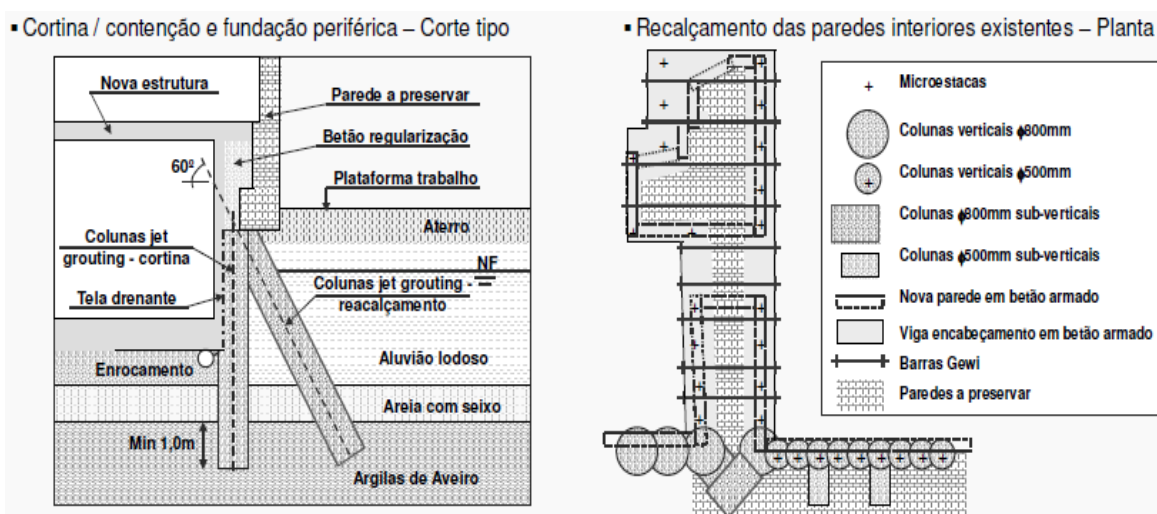


Fig. 83 Soluções adotadas para a cortina e para o recalçamento de paredes interiores (Pinto et al, 2004)

4.1.14 Praça de Touros do Campo Pequeno em Lisboa

A Praça de Touros do Campo Pequeno é um edifício com grande valor patrimonial, datado de 1892, localizado numa zona nobre da cidade de Lisboa, sendo circundado pela Av. António Serpa, Av. da República, Av. de Berna e Rua de Entrecampos. O edifício tinha uma estrutura constituída por alvenaria de tijolo e pedra e por elementos metálicos, sendo composto por uma parede exterior assente numa fundação contínua com 3 fiadas circulares

de raios decrescentes, com pilares ligados por arcos de alvenaria nas direções radial e tangencial (Carvalho e Pimentel, 2004). O projeto previa a execução de uma escavação com 15,5m de profundidade pelo exterior e uma escavação com 7,0m pelo interior, com 4 e 1 pisos respetivamente. O primeiro piso destinava-se a um espaço comercial e de lazer e os outros 3 a estacionamento automóvel. Numa primeira fase, foram efetuadas sondagens ao terreno, permitindo o conhecimento das suas propriedades mecânicas, exemplificadas na Tabela 9.

Tabela 9. Caraterísticas do terreno (Carvalho et al, 2004)

Formação	γ (KN/m ³)	Φ (°)	c_u (KPa)	E'/E_u (MPa)	Profundidade (m)
Aterros	18,0	30	-	10	0-1,5
Mioc. descomprimido	19,0	-	150	50	1,5-7,0
Miocénico	20,0	-	250	125	7,0-12,0
Miocénico	21,0	-	350	160	>12,0

Após conhecimento do terreno foram projetadas e executadas 3 contenções, a primeira no perímetro exterior, a segunda no exterior junto ao edifício e a terceira no interior do edifício, conforme Fig. 84.

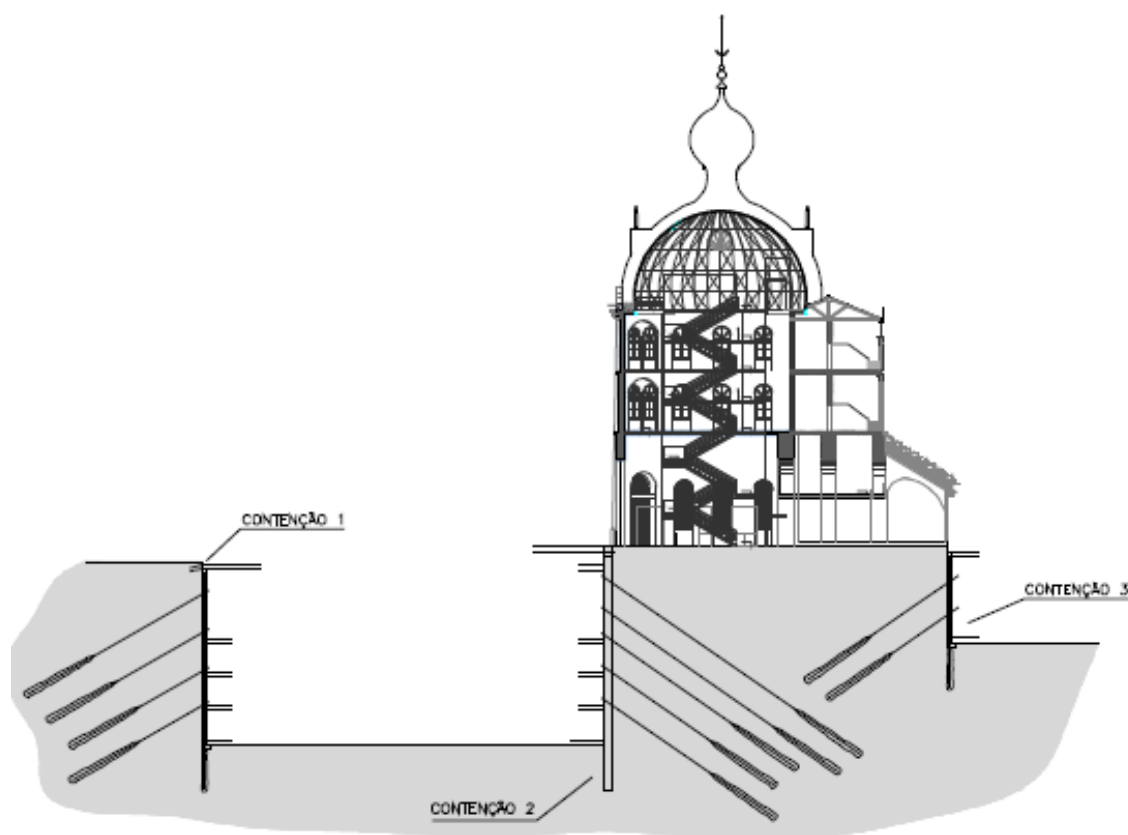


Fig. 84 Corte tipo das soluções de contenção (Carvalho e Pimentel, 2004)

A primeira e a terceira contenções foram efetuadas ao abrigo da tecnologia de Berlim definitivo, com paredes de betão armado com 30,0cm e 35,0 m de espessura e 15,5m e 7,0m de altura respetivamente, apoiadas em perfis metálicos previamente introduzidos no terreno, tendo sido estabilizadas através de ancoragens provisórias de comprimentos variáveis e inclinação de 25° e 35° com a horizontal respetivamente. A segunda contenção foi materializada através da execução de uma parede moldada, com 60cm de espessura e 19,0m de altura, estabilizada através de ancoragens em 5 níveis, com inclinação de 35° com a horizontal. A segunda contenção albergava tirantes de ligação entre as contenções 2 e 3, motivo pela qual estas tiveram de ser executadas em simultâneo, por um lado visando a aumentar a eficácia do sistema e por outro para diminuir a densidade dos bolbos de selagem das ancoragens.

4.1.15 Mosteiro de Santa Clara-a-Velha de Coimbra

O Mosteiro de Santa Clara-a-Velha é um edifício centenário, datado de 1314, com elevado valor patrimonial, situado na margem esquerda do rio Mondego, em Coimbra, tendo sido construído em alvenaria de pedra. Desde o início da construção, o edifício foi afeado por sucessivas inundações, motivo pelo qual, no século XVI, se subiu a cota do pavimento em 60,0cm, devido à presença de água no seu interior. Apesar deste trabalho e de outros que se seguiram, o problema não ficou resolvido e o mosteiro teve de ser abandonado 350 anos após a sua conclusão. No séc. XVIII apenas a igreja permanecia intacta, dado que as restantes estruturas tinham ruído ou estavam cobertas com sedimentos. Em 1995 ocorreu uma primeira tentativa de resolução do referido problema, tendo esta assentado na remoção dos sedimentos, através de um sistema de sucção por bombagem, com 11 bombas instaladas, com capacidade de 2000 m³/h (Fortunato et al, 2004). Apesar dos esforços, este procedimento não teve êxito e revelou-se contraproducente do ponto de vista arqueológico, motivo pela qual foi abandonada. Foi então que se decidiu consultar diversos especialistas, tendo como principal objetivo encontrar uma solução definitiva para o problema. Neste sentido, realizaram-se 17 sondagens ao terreno, que permitiram identificar o terreno de fundação, sendo este composto por 6 estratos, bem como as profundidades a que os mesmos se desenvolviam e a espessura, conforme descrito na Tabela 10. Após o conhecimento do solo e dos vários estudos, a solução de interseção hidráulica foi obtida recorrendo à tecnologia de Paredes Moldadas (Fig. 85). Deste modo, nos alinhamentos sul e nascente, foi executada uma parede moldada, com 0,80 m de espessura e profundidade variável entre os 16 e os 25m, auto-endurecedora, com incorporação de calda plástica, constituída por bentonite, cimento e água. Este tipo de mistura comporta-se como um fluído, durante a fase de escavação e como garante de estanquidade, após o desenvolvimento da presa da mistura. A parede foi executada por painéis primários e secundários, com 7 e 3 m de largura respetivamente, sobrepostos 0,5m, por forma a garantir a estanquidade e a sua ligação. Nos restantes alinhamentos ergueu-se uma parede moldada em betão armado, com 0,80m de espessura e profundidade variável entre os 17 e

os 23m. A parede foi realizada com recurso a painéis primários e secundários, com 2,4 e 4,2m de largura, com ligação entre eles garantida através da introdução de tubos junta.

Tabela 10. Caraterísticas do terreno (Fortunato et al, 2004)

Zona Geotécnica	Formação	Espessura
ZG1	Aterros heterogéneos arenosos e argilosos com pedras	Entre 0,5 m e 8,5 m
ZG2	Lodos siltosos a arenosos moles a muito moles	Entre 1,0 m e 9,0 m
ZG3	Areias médias a grosseiras, mais ou menos argilosas, medianamente a muito compactas	Entre 3,0 m e 12,5 m
ZG4	Areias e cascalheiras, mais ou menos argilosas, muito compactas	Entre 5,0 m e 16,0 m
ZG5	Argilas amarelas e cinzentas escuras, margosas	2,0 m
ZG6	Margas amareladas e acastanhadas com intercalações de calcários pulverulentos com alguma carsificação	Entre 2,0 m e 10,0 m

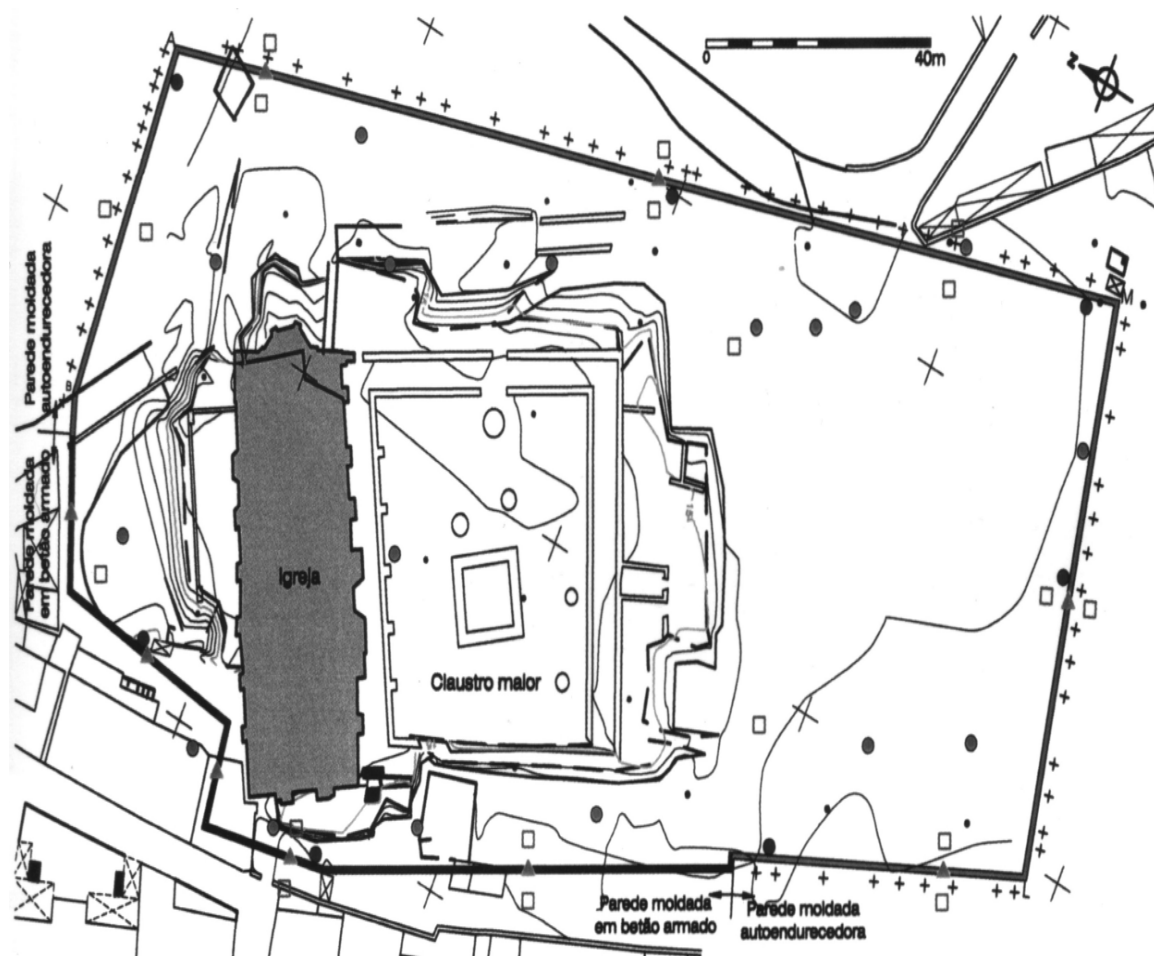


Fig. 85 Planta da zona de intervenção e da solução de contenção (Fortunato et al, 2004)

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Principais Conclusões

Relativamente às técnicas usadas em Portugal no campo da reabilitação de edifícios, observou-se que são idênticas às utilizadas um pouco por todo o mundo, constatando-se que, neste segmento da construção em particular, os agentes ligados ao setor estão na vanguarda da tecnologia.

Pode-se verificar que algumas das técnicas enunciadas não têm aplicação em obras de reabilitação de edifícios, como sejam as estacas pranchas, as paredes de Berlim e os painéis de CSM. As primeiras porque são mais apropriadas em obras com nível freático elevado, nomeadamente em locais submersos, como são os casos por exemplo de obras marítimas ou fluviais. As segundas, como facilmente se constata na Tabela 12, pela possibilidade dos painéis poderem sofrer encurvamento, dificultando a execução da parede definitiva, com consequente diminuição do espaço disponível, pelas vibrações induzidas ao colocar os perfis quando cravados, pela descompressão do solo. São apenas aplicáveis em solos com capacidade de autossustentação, destinando-se a obras com escavações de pequena altura. Os painéis de CSM porque, essencialmente, são a técnica mais recente, com processo idêntico à tecnologia de jet grouting, mas que exigem equipamentos mais caros e de maiores dimensões, dificultando os trabalhos em espaços reduzidos, como são a maioria das obras em questão. Além disso, requerem uma monitorização apertada, de modo a evitar fenómenos de empolamento, que podem originar graves danos nas construções vizinhas.

Em seguida, começa-se por abordar as conclusões relativas às obras de recalçamento e depois as conclusões relativas às obras de contenção.

Analisando a Tabela 11, verifica-se que as microestacas são a técnica mais utilizada nas obras de recalçamento (95% dos casos), exceto na Catedral Metropolitana do México, em que o principal objetivo da obra era a estabilização do solo de fundação, uma vez que o edifício se encontra fundado sobre argilas moles. Este tipo de técnica revela-se a mais adequada na reabilitação de edifícios em contexto urbano, quer pela sua versatilidade, recorrendo a equipamento ligeiro, pouco volumoso e facilmente manuseável em espaços reduzidos, quer pela adaptabilidade a qualquer tipo de terreno, não originando vibração e ruído significantes. A vantagem da vibração reduzida revela-se de extrema importância, garantindo a segurança e estabilidade das construções vizinhas, bem como da própria.

No que concerne à utilização da tecnologia de jet grouting, reconhece-se que a mesma é usada em seis obras de reabilitação, ou seja, em 30% dos casos analisados. Nestes, esta tecnologia é usada em obras com nível freático elevado, por forma a garantir a estanquidade no interior da escavação, ou no melhoramento das características do solo de fundação.

As vigas de recalçamento desempenham um papel fundamental, nomeadamente na solidarização das superfícies a recalçar, possibilitando a transferência de carga das paredes, pilares, etc., para as microestacas.

As vigas de recalçamento são usadas na maioria das obras, exceto na Catedral Metropolitana do México e na Residência de Estudantes Surinavet 9, sendo que o objetivo da primeira obra era o tratamento do solo de fundação, sem qualquer intervenção de recalçamento de paredes do edifício. Na segunda obra não foram executadas vigas de recalçamento porque foram aproveitadas as fundações existentes em betão armado, tendo sido executados furos nas mesmas, nos quais foram introduzidas as microestacas que possibilitaram as transferências de cargas da estrutura para um estrato de solo competente, por forma a recalçar a estrutura do edifício.

Deste modo, e de acordo com os casos de obra enunciados, poder-se-á afirmar que a grande maioria das obras de recalçamento de edifícios em meio urbano é executada através de microestacas, encabeçadas por vigas de recalçamento, sendo por vezes combinadas com a tecnologia de jet grouting, nomeadamente em obras com nível freático elevado, por forma a limitar o acesso de água ao interior da escavação.

No que diz respeito às obras de contenção periférica, conclui-se que a metodologia dominante é Berlim definitivo, sendo utilizada em 73% dos casos de obras estudados, seguida pelas metodologias de paredes moldadas e jet grouting, com 4 obras cada (20% dos casos analisados), e por último as cortinas de estacas, que foram utilizadas em duas obras (10% dos casos analisados). Chama-se a atenção para o facto de existirem obras com recurso simultâneo a várias destas técnicas.

As paredes executadas segundo o método de Berlim definitivo são as mais empregues nas obras de reabilitação urbana, devido às principais vantagens enunciadas na Tabela 12, das quais se destacam: o seu bom acabamento final, a integração final na estrutura do edifício, a possibilidade da realização simultânea da escavação e da contenção, o aproveitamento total da área disponível e, por último e não menos importante, o facto de prescindir de grande maquinaria e de mão-de-obra especializada, do que resulta uma maior economia de custos. Por outro lado, embora não seja um método aconselhável em terrenos com nível freático elevado ou com fraca consistência, muitas das vezes é combinado com o método de jet grouting, por forma a ultrapassar esse tipo de dificuldades, melhorando as características do solo ou criando barreiras à penetração de água no interior da escavação.

As contenções executadas de acordo com a tecnologia de paredes moldadas, como referido na Tabela 12, são mais indicadas em terrenos com nível freático elevado, sendo praticamente impermeáveis. Podem ser utilizadas em praticamente todo o tipo de terreno, provocando menor descompressão dos maciços adjacentes, com possibilidade de atingir grandes profundidades, com bom acabamento final e com fraca produção de vibrações e ruído. No entanto, esta tecnologia denota algumas desvantagens como: a perda de área de construção, devido à execução dos muretes guia; a utilização de maquinaria pesada, com exigência de maior estaleiro e área de trabalho; apresenta ocorrência de problemas do

ponto de vista ambiental, quando são utilizadas lamas bentoníticas. Nos quatro casos de obra apresentados pode-se constatar que as condicionantes para a execução deste tipo de solução estão presentes, no caso das obras do edifício contíguo ao rio Tejo e do Mosteiro de Santa Clara-a-Velha. O principal problema a solucionar era criação de uma barreira física à entrada de água ao interior da escavação, não havendo em ambos os casos qualquer limitação de espaço disponível, pelo que a metodologia se revelou a mais acertada. Nas outras duas obras, as paredes moldadas foram executadas na periferia, tendo a ocupação de espaço relativamente pouca importância. A finalidade da contenção era a execução de silos para estacionamento, sendo as principais condicionantes a minimização da descompressão dos terrenos adjacentes e a grande profundidade das escavações, 27m no Palácio de Sotto Mayor e 15,5m na Praça de Touros do Campo Pequeno. De salientar que no palácio de Sotto Mayor a contenção periférica foi também efetuada recorrendo a cortinas de estacas e paredes de Berlim definitivo, não tendo sido possível apurar o motivo da utilização de três metodologias diferentes, quando as condicionantes foram as mesmas. Poderá levantar-se, como hipótese explicativa, a disponibilidade de equipamento por parte da empresa de construção e o apertado prazo de obra. Relativamente à utilização de estacas no parque de estacionamento do Parlamento Helénico, julga-se que a opção por este tipo de contenção se possa dever a várias condicionantes, entre as quais: a rapidez e facilidade de execução, possibilitando prazos de obra menores, a sua aplicabilidade a vários tipos de terrenos, com ou sem presença de água, a facilidade de ultrapassar obstáculos e de penetração em solos moderadamente rígidos, como acontece com o solo de fundação do caso em estudo, que é composto por uma camada de argila siltosa, sob uma camada de areia e cascalho assente sobre uma camada de xisto.

Em resumo e pela análise dos casos estudados, as soluções mais frequentes usadas na reabilitação de edifícios são: microestacas encabeçadas por vigas de recalçamento e paredes de betão armado segundo o método de Berlim definitivo, podendo ser combinadas com outras soluções como é o caso do jet grouting.

5.2 Recomendações para Estudos Futuros

O presente trabalho pretendeu sensibilizar os agentes envolvidos na reabilitação urbana para o desenvolvimento de uma base de dados nacional sobre casos de obra, como os apresentados nesta dissertação, que possa estar disponível a todos os intervenientes. Esta base de dados possibilitaria uma melhor compreensão dos vários problemas ocorridos em projeto e em obra, permitindo selecionar a melhor solução para cada caso prático. Neste sentido, esta dissertação assume-se como ponto de partida, podendo ser mais aprofundada e completada com outras informações relevantes, como sejam a monitorização, análise e comportamento das estruturas ao longo do tempo.

Embora esta dissertação não se tenha focado na importância do Plano de Instrumentação e Observação, salienta-se que o mesmo constitui uma ferramenta vital no acompanhamento e na gestão de riscos de qualquer uma das técnicas anteriormente referidas. Com efeito,

faculta a segurança da obra em si e das infraestruturas e estruturas vizinhas no decurso e após a execução da mesma.

Julga-se que os estudos geotécnicos devem ser parte integrante e obrigatória de qualquer projeto de construção ou reabilitação, por forma a avaliar as características e resistência do solo, garantindo ao projetista um maior rigor no cálculo da estrutura, nomeadamente da sua fundação. Minimizar-se-iam, assim, eventuais danos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Afonso, Fernando Paes; Martins, Bárbara; Vital, Conceição, et al (2009). *O Mercado da Reabilitação, Enquadramento, Relevância e Perspectivas*. Publicação da AECOPS. Disponível em http://prewww.aecops.pt/pls/daecops3/WEB_EXTRACT_EXTERNAL.GET_EXTERNAL?code=29390781&col_ext=FILE1&tab=blist_downloads, consultado em 15 de abril de 2013.

Aldeias, João Borrego (2011). *Soluções de Escavação e Contenção Periférica Intersectando o Nível Freático*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do IST, Lisboa, 1 vol.

Antunes, Pedro; Gil, Sara; Cabaço, Jorge, et al (2006). *Escavação e Contenção Periférica para a Implantação do El Corte Inglés em Vila Nova de Gaia*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e UNL - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, edição em CD, V4 - 23.

Antunes, Telmo Ricardo Sousa (2012). *Reabilitação de Fundações de Edifícios Antigos com Microestacas*. Tese de Mestrado Departamento de Engenharia Civil do IST, Lisboa, 1 vol.

Appleton, João (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Edições Orion, 1ª Edição, Setembro.

Appleton, João (2006). *Reforço de Fundações de Edifícios – Necessidade & Soluções*. Revista Pedra & Cal, ano VIII, n.º 31 julho/agosto/setembro, pp. 4 – 10.

Avellan, Kari (2011). *Drilled spiral piles in St. John's Church of Tartu, Estonia*. ECSMGE XV European Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, 12 – 15 September, Athens, Greece. Disponível em <http://www.kareg.com/Athens.pdf>, consultado em 15 de abril de 2013.

Avellan, Kari. (2010). *Blasting Near Old Foundations and Strengthening of Foundation Walls for the Headquarters of the Ministry for Foreign Affairs of Finland*. SACH 2010 International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, 6th-8th October 2010, Shanghai, China. Disponível em <http://www.kareg.com/Shanghai.pdf>, consultado em 15 de abril de 2013.

Bento, Filipe (2006). *Consolidação das Fundações de Paredes de Alvenaria – Recuperação Estrutural da Igreja Matriz do Teixoso*. Revista Pedra & Cal, ano VIII, n.º 31 julho/agosto/setembro, pp. 32 – 33.

Burland, John B.; Jamiolkowski, Michele B.; Viggiani, Carlo (2010). *Leaning Tower of Pisa: Behaviour after Stabilization Operations*. International Journal of Geoengineering Case Histories, vol. 1, Issue 3, pp. 156 - 169.

Carvalho, Ana Teresa; Pimentel, Victor (2004). *Campo Pequeno - Um Exemplo de Escavação e Contenção na Requalificação Urbana*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Universidade de Aveiro (UA), Aveiro, vol. 3, pp. 91 – 98.

Castro, José; Martins, João Guerra (2006). *Reabilitação – Patologia do Betão Reparação e Reforço de Estruturas*. Série Reabilitação, 1ª Edição. Disponível em <http://www.yumpu.com/pt/document/view/12651814/patologia-do-betao-reparacao-e-reforco-de-estruturas>, consultado em 15 de março de 2013.

Chernyakov, A. V. (2011). *Application of Jet Grouting During Foundation Reinforcement and Reconstruction of Historic Buildings on Land Occupied by the State Museum and Reservation "Tsaritsyno"*. Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 48, n.º 5, November (Russian Original n.º 5, September-October).

Coelho, S. (1996). *Tecnologia de Fundações*. Edições E. P. G. E., 1ª Edição, Setembro.

Cóias, Vítor (2006). *Fundações de Construções Históricas - Avaliar Sem Interferir*. Revista Pedra & Cal, ano VIII, n.º 31 julho/agosto/setembro, pp. 16 – 18.

Cóias, Vítor (2006). *Inspeções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios*. Edição do Instituto Superior Técnico (IST).

Costa, André; Amaral, Raquel; Cruz, Luís, et al (2010). *Contenção em “Top-Down” para Execução de 5 Caves num Edifício na Baixa de Coimbra*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, pp. 1179 - 1188.

Costa, André; Durão, João (2010). *Um Caso de Solução Integrada de Contenção, Tampão de Fundo e Fundações em Jet Grouting*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e UNL - Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, edição em CD, V4 - 07.

Costa, Joel; Carrilho, Nuno; Anta, Nuno, et al (2012). *Fundações, Contenção Periférica e Escavação em Areias com Nível Freático Elevado, em Empreendimento na Baixa de Luanda*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 287.

Cravinho, Ana (s/ data). *Muros de Berlim e Muros de Munique. Processos de Construção*. Licenciatura em Engenharia Civil, Publicação didática, IST. Disponível em <http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/tc-pb/10%20Muros%20de%20Berlim%20e%20muros%20de%20Munique%20-%2013%C2%AA%20aula%20te%C3%B3rica.pdf>, consultado em 12 de março de 2013.

Dietz, Klaus; Schürmann, André (2006). *Foundation Improvement of Historic Buildings by Micro Piles, Museum Island, Berlin and St. Kolumba, Cologne*. 7th ISM workshop, Schrobenehausen, pp. 1 – 15. Disponível em <http://dietz-geotechnik.de/pdf/11.pdf>, consultado em 21 de abril de 2013.

Esteves, Laura; Xavier, Baldomiro; Pina, João (2012). *Escavação, CONTENÇÃO Periférica e Fundação do Complexo Skycenter, em Luanda, Angola*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 289.

Fortunato, Eduardo; Pimenta, Lurdes; Rosa, Ivo, et al (2004). *Mosteiro de Santa Clara-a-Velha de Coimbra, Cortina de CONTENÇÃO Hidráulica*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Universidade de Aveiro (UA), Aveiro, vol. 3, pp. 373 – 384.

Godinho, Pedro; Tomásio, Rui; Pinto, Alexandre (2012). *Soluções de Estabilização com Recurso a Colunas de Jet Grouting*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 297.

Godinho, Pedro; Tomásio, Rui; Pinto, Alexandre, et al (2012a). *Solução de CONTENÇÃO com Tratamento de Solos no Projeto de Quadruplicação/Inserção da Linha de Alta Velocidade em Lisboa*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 231.

Henriques, José Pina (2006). *Reabilitação de Edifícios Antigos - A Definição do Sistema Construtivo e do Quadro Patológico como Primeira Fase de um Processo de Reabilitação*. Revista Pedra & Cal, ano VIII, n.º 31 julho/agosto/setembro, pp. 30 – 31.

Horpibulsuk, Suksun; Kumpala, Apichit; Katkan, Wanchai (2008). *A Case History on Underpinning for a Distressed Building on Hard Residual Soil Underneath Non-Uniform Loose Sand*. Japanese Geotechnical Society, Soils and Foundations vol. 48, n.º 2, pp. 267-285.

Lehtonen, Jouko (2011). *Underpinning Project; Owner's Views on Technology, Economy and Project Management*. Doctoral Dissertations Aalto University publication series. Disponível em <https://aaltodoc.aalto.fi/bitstream/handle/123456789/5037/isbn9789526042763.pdf?sequence=1>, consultado em 22 de março de 2013.

Leonidou, E. A., Athanasopoulos, G.A. and Pelekis, P.C. (2001). *Deep Supported Excavation for the Underground Parking of the Hellenic Parliament Building: Measured vs. Predicted Behavior*. XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Instabul, 27-31 August. Disponível em http://www.geoengineer.org/online_library/paper_details.php?paperid=1123, consultado em 30 de março de 2013.

Lopez, Roberto A.; Majewski, Andy; Harvey, Terry (2009). *Permanent Excavation Support In Urban Areas Using Cutter Soil Mixing Technology: Elliott Avenue Case History, Seattle, Washington*. International Foundation Congress and Equipment Expo '09 Orlando, Florida, March 15 – 19. Disponível em http://www.malcolmdrilling.com/files/Lopez_Permanent%20Excavation%20Support%20in%20Urban%20Areas%20Using%20CSM%20Technology%20%28ADSC2009%29.pdf, consultado em 27 de fevereiro de 2013.

Marchisio, Giulia; Fratin, Anna Pichetto; Hesso, Laura, et al (2010). *The Perception and Value of Foundations when Renovating Historic Buildings. Analysis of Finnish and Italian Practices*. Disponível em <ftp://dfi.org/ISM-FinalPapersForProduction/05%20%20Final%20Paper%208%20-%20Lehtonen%20Marchisio%20-%20Underpinning%20Challenges%20Facing%20Cultural%20Values%20of%20Foundations.pdf>, consultado em 12 de abril de 2013.

Matias Ramos, Paulo; Amaral, António; Xavier, Baldomiro (2010). *Escavação e Contenção Periférica num Lote Contíguo ao Rio Tejo que Implicou a Estabilização, Suspensão e Recalce das Fachadas de um Edifício Existente*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), o Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, pp. 1299 – 1309.

Meireles, Alfredo Bessa; Martins, João Guerra (2006). *Fundações e Contenção Lateral de Solos - Execução de Cortinas de Estacas*. Série Estruturas, 1ª Edição. Disponível em <http://pt.scribd.com/doc/148506364/Alfredo-Bessa-Meireles-Joao-Guerra-Martins-Execucao-De-Cortinas-De-Estacas>, consultado em 14 de março de 2013.

Moreira, Carlos (2013). *Estruturas Flexíveis de Contenção Periférica*. Mestrado em Construção Urbana, Publicação didática, ISEC.

Moura, Rita (2006). *Fundações de Edifícios, Reabilitação e Manutenção de Edifícios*. Edições Verlag Dashöfer.

Moura, Rita (2006a). *Fundações em Edifícios Antigos – Diagnóstico e Conceção de Soluções de Reforço*. Revista Pedra & Cal, ano VIII, n.º 31 julho/agosto/setembro, pp. 11 – 15.

Neves, Manuel João Niza das (2010). *Técnicas de Recalçamento e Reforço de Fundações Metodologias, Dimensionamento e Verificações de Segurança*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, do IST, Lisboa, 1 vol.

Neves, Manuel; Pinto, Alexandre; Vaz, João, et al (2012). *Soluções Geotécnicas Aplicadas no Edifício do Terminal de Cruzeiros de Leixões*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 303.

Núncio, João; Pinto, Alexandre; Marques, Carlos João, et al (2012). *Soluções de Contenção Periférica e Recalçamento de Muralha na Calçada Marquês de Abrantes em Lisboa*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 305.

Oliveira, Inês Nogueira (2012). *Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Meio Urbano Caso de Estudo - Palácio dos Condes de Murça*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do IST, Lisboa, 1 vol.

Ovando-Shelley, E.; Santoyo, E. (s/ data). *Case History Approach to Geotechnical Design on Heritage Structures: Mexico City's Metropolitan Cathedral (1989-2009)*. Disponível em http://www.uvm.edu/~dwporter/ncptt/papers/ovandoShelley_Geotech_text%20only.pdf, consultado em 08 de maio de 2013.

Paulo, José António; Branco, Joaquim (2006). *Bairros do Castelo e do Alfama – Reabilitar Fundações em Edifícios Antigos*. Revista Pedra & Cal, ano VIII, n.º 31 julho/agosto/setembro, pp. 24 – 26.

Peixoto, Artur; Sousa, Estela; Gomes, Pedro (2012). *Soluções de Melhoramento do Solo de Fundação para a Construção de um Edifício Industrial Recorrendo à Tecnologia de Cutter Soil Mixing*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 309.

Pereira, Cláudio; Cristelo, Nuno; Neto, Pedro, et al (2012). *Análise do Comportamento de Uma Solução de Contenção Periférica do Tipo Berlin*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 381.

Pinto, A.; Ferreira, S.; Barros, V. (2001). *Underpinning Solutions of Historical Constructions*. III Seminário Internacional - Possibilidades das técnicas numéricas e experimentais, Universidade do Minho, Guimarães, pp. 1003-1012.

Pinto, Alexandre; Albuquerque, Núncio; Tomásio, Rui, et al (2010). *Soluções de Fundações Indiretas no Colégio Pedro Arrupe - Parque das Nações*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, pp. 1383 - 1392.

Pinto, Alexandre; Falcão, João; Durão, João, et al (2004). *Soluções Geotécnicas em Edifícios Património de Aveiro*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Universidade de Aveiro (UA), Aveiro, vol. 3, pp. 487 – 493.

Pinto, Alexandre; Gouveia, Miguel; Lopes, Pedro, et al (2004a). *Ampliação Subterrânea do Teatro Circo de Braga*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Universidade de Aveiro (UA), Aveiro, vol. 3, pp. 39 – 50.

Pinto, Alexandre; Pereira, Ana; Villar, Miguel, et al (2007). *Escavação de Grande Profundidade para a Construção da Biblioteca Central e Arquivo Municipal de Lisboa*. Disponível em <http://www.jsj.pt/upload/download/download909.pdf>, consultado em 7 de março de 2013.

Pinto, Alexandre; Pita, Xavier; Cruz, Luís, et al (2010a). *Soluções de Contenção Periférica e de Contenção e Recalçamento de Fachadas do Empreendimento “Liberdade Street Fashion” – Braga*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, pp. 1403 – 1412.

Pinto, Alexandre; Pita, Xavier; Teixeira, Nuno, et al (2010b). *Soluções de Contenção Periférica e Fundações do Edifício Baía em Luanda – Angola*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, pp. 1413 - 1422.

Pinto, Alexandre; Prado, Rubens; Tomásio, Rui, et al (2010c). *Soluções Adotadas na Interferência nº16 da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa: Oriente – Aeroporto*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, pp. 1433 – 1440.

Pinto, Alexandre; Tomásio, Rui; Marques da Costa, Ricardo, et al (2008). *Edifício Centenário em Lisboa – Escavação, Contenção Periférica e Recalçamento*. 11º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC), Coimbra, s/ p.

Pinto, Alexandre; Tomásio, Rui; Neto, Rui, et al (2010d). *Soluções de Recalçamento de Fundações e Pavimentos de Edifícios Industriais no Local da Antiga Trefilaria – Sacavém*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, pp. 1441 – 1450.

Pinto, Alexandre; Xavier, Pita; Coutinho, João (2010e). *Soluções de Contenção Periférica e de Recalçamento de Fachadas do Edifício na Av. da República n.º 25 – Lisboa*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, pp. 1461 – 1460.

Reis, Sandra; Pedrosa, Ana Gabriela; Xavier, Baldomiro (2012). *Escavação e Contenção Periférica em Boumerdes - Argélia*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 319.

Rocha, Ricardo Jorge Fernandes (2010). *Paredes Moldadas em Escavações Cilíndricas em Maciços Arenosos*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto, 1 vol.

Silva, Nuno Braz da; Pita, Xavier; Pinto, Alexandre, et al (2012). *Escavação Profunda e Contenção Periférica para as Torres Oceano em Luanda, Angola*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 281.

Simões, Luís; Costa, Nuno; Rocha, Jorge (2012). *Solução de Contenção Periférica para Escavação das Caves do Novo Edifício Sede da Zon*. 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e Departamento de Engenharia Civil, Arquitectura e Georecursos do Instituto Superior Técnico (DECivil-IST), Lisboa, edição em CD - 265.

Sousa, Estela Diana Costa (2009). *A Técnica de Cutter Soil Mixing Aplicada a Escavações Urbanas. Aspetos Gerais e Caso de Estudo*. Relatório de Estágio para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia, FEUP, Porto, 1 vol.

Sousa, Estela; Matos Fernandes, Manuel; Peixoto, Artur, et al (2010). *A Técnica de Cutter Soil Mixing e a sua Aplicação a uma Escavação Urbana*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, pp. 1515 – 1524.

Tecnasol FGE, Fundações e Geotecnia, S.A.. *Recuperação do Palácio de Sotto Mayor – Escavação, Contenção e Recalçamento*. Disponível em www.tecnasol-fge.pt/.../APRESENTACOES_Palacio_SottoMayor.pdf, consultado em 12 de fevereiro de 2013.

Terzaghi, K. e Peck, R.B (1948). *Soil Exploration. Soil mechanics in Engineering Practice*. John Willey & Sons, Inc, New York, 1.^a edição.

Tsatsanifos, C. (2006). *O Princípio Geral da Autenticidade e as Fundações dos Monumentos*. Revista Pedra & Cal, ano VIII, n.º 31 julho/agosto/setembro, pp. 20 – 23.

ANEXOS

Tabela 11. Caraterísticas gerais e soluções adotadas em cada obra de recalçamento

Designação da Obra	Tipo	Terreno	Condições de Vizinhança	Solução Adotada		
				ME	JG	VR
Muralha na Calçada Marquês de Abrantes	Recalçamento de muralha	Camada superficial de aterros, assente sobre camadas de aluviões, argilas siltosas e margosas, argilas siltosas e areno-margosas	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e diversas construções centenárias	x		x
Edifício na Rua Ivens	Recalçamento de fachadas	Camada de aterros areno-argilosos com pedras soltas, seguida de camada de aterro areno-argiloso e assente em camada constituída por areia margosa muito fina, com cascões de grés calcário conquífero	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e construções centenárias adjacentes	x		x
Edifício contíguo ao Rio Tejo	Recalçamento de fachadas	Camada de aterros de areias de granulometria diversa, sob camada de aluviões, que assenta sobre camada de “argilas e calcários dos Prazeres” Nível freático à profundidade de 1,5m	Proximidade ao Rio Tejo e delimitada pela Av. da Ribeira das Naus	x	x	x
Palácio de Sotto Mayor	Recalçamento da totalidade do Palácio	Camada constituída por aterro, seguida de uma camada de calcarenitos, uma camada de argilas siltosas com componente margosa, assente sobre camada de calcarenitos, que por sua vez assentava sobre nova camada de argilas siltosas com componente margosa, e por fim a partir dos 25m de profundidade existia a presença de um estrato oligocénico. Nível freático abaixo dos 25m de profundidade.	Proximidade ao túnel do metro na Av. Fontes Pereira de Melo, com presença de edifícios vizinhos com elevado valor patrimonial, bem como a presença em zona urbana servida por arruamentos em todas as direções	x		x
Teatro Circo de Braga	Recalçamento de paredes e pilares interiores	Camada superficial de solo vegetal com 2m a 6m de profundidade, que assenta sobre um maciço granítico com profundidade compreendida entre os 4m a 15m. O nível freático abaixo da cota de escavação.	Inserido em zona nobre da cidade de Braga	x		x
Empreendimento “Liberdade Street Fashion” em Braga	Recalçamento de fachadas	Camada de aterro de composição areno-siltosa, sob maciço granítico com comportamento terroso, assente sob maciço rochoso muito a medianamente alterado, nos horizontes intermédios, que por sua vez assentava sob um maciço rochoso medianamente a pouco alterado, de razoável a boa qualidade. Sem presença de água.	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e construções adjacentes	x		x
Passagem Inferior à Praça José Queiroz em Lisboa	Recalçamento dos pilares estaca	Camada de Areolas de braço de Prata, sob Calcários de Marvila	Obra sobre importante via no acesso a Lisboa, assegurando a ligação ao IC2 e à Av. Infante D. Henrique	x		x
Edifícios Industriais no Local da Antiga Trefilaria em Sacavém	Recalçamento de sapatas e execução de laje de fundo	Camada superficial de aterros areno-argilosos com zonas pedregosas acastanhados, com espessura variável entre os 4,5m a 5,0m, sob camada de depósitos aluvionares, constituídas por lodos argilo-siltosos	Situados em zona industrial perto do Rio Trancão	x		x
Edifício na Av. Lourenço Peixinho em Aveiro	Recalçamento de fachada	Camada superficial de aterros argilo-arenosos, com espessura variável entre os 4,50m a 5,50m, sob camada de aluviões, constituídos por lodos com componente areno-argiloso e fragmentos de conchas, com espessura variável entre os 0,0m e os 11,0m, assente em camada de argilas compactas	Situado em zona nobre da cidade de Aveiro, delimitado frontalmente pela Av. Lourenço Peixinho e confinado entre dois edifícios.	x	x	x
Edifício Centenário em Lisboa	Recalçamento de fachadas	Camada superficial de aterro constituída por solos argilo-siltosos, sob camada de materiais aluvionares, constituída por argilas siltosas, assente sobre substrato miocénico descomprimido, constituído por areias argilosas, seixo e calhau de natureza quartzo siliciosa e substrato miocénico comprimido denominado “Argilas e Calcários dos Prazeres”.	Localizado em zona nobre da cidade de Lisboa, na esquina da Rua Martens Ferrão com a Rua do Viriato	x	x	x
Edifício Porto Bay na Rua Rosa Araújo, em Lisboa	Recalçamento de fachadas	Camada superficial de aterro, sob argilas siltosas e calcários pulverulentos, com presence de margas, assente sobre camada composta por basaltos, brecha calcária e calcário cristalino	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e diversas construções centenárias	x		x

ME - Microestacas; JG – Jet Grouting; VR – Viga de recalçamento

Tabela 11 (continuação)

Designação da Obra	Tipo	Terreno	Condições de Vizinhança	Solução adoptada		
				ME	JG	VR
Edifício na Rua da Lapa, nº111, em Lisboa	Recalçamento de fachadas	Camada superficial de aterros, sob estratos miocénicos e neocretácio	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e diversas construções centenárias	x		x
Edifício na Av. da República, nº25 em Lisboa	Recalçamento de fachadas	Camada de aterro, sob formações miocénicas constituídas por solos argilo-siltosos, mais ou menos areníticos de vários tons, alternantes com calcários areníticos ou margosos	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e diversas construções centenárias	x	x	x
Edifícios Históricos na Reserva "TSARITSYNO	Estabilização do solo de fundação e recalçamento de paredes	Camada superficial de aterro composto por areias e argilas misturadas com tijolo moído, com espessura variável entre 1,0m a 3,4m, assente sobre camada de argilas siltosas finas com 2, m a 4,5m de espessura, que se sobrepunha a uma camada de areias siltosas de espessura média na parte mais superficial e areias siltosas densas na parte mais profunda. A presença de água à profundidade compreendida entre os 15,5m e os 18,0m.	Localizado nos terrenos da reserva Tsaritsyno, na cidade de Moscovo, na Rússia	x	x	x
Igreja de St. John's em Tartu, Estónia	Reabilitação da fundação e recalçamento de fachadas	Camada superficial de aterro, assente sobre camada de areia solta lodosa, com 4,0 a 5,0m de espessura e a partir dos 6,0m de profundidade encontrava-se um estrato de areia siltosa densa. O nível freático muito próximo da superfície.	Localizado em zona nobre da cidade de Tartu, na Estónia	x		x
Igreja de St. Kolumba, Colónia	Recalçamento de fachadas e estabilização de ruínas	Edifício assente sobre ruínas com elevado valor patrimonial, com conservação prevista em projeto	Localizado em zona nobre da cidade de Colónia, na Alemanha	x		x
Residência de Estudantes Surinavet 9	Reabilitação do edifício devido a assentamentos	Camada superficial, com 0,0m a 3,0m de profundidade, constituída por areia argilosa, que assentava sobre uma camada de um solo residual, tipo pedra de barro, constituído por argila siltosa e areia. Nível freático bastante próximo da superfície	Localizado no campus da Universidade de Tecnologia de Suranaree, na Tailândia	x		
Museu Island, Berlim	Recalçamento de fachadas e reabilitação do pavimento	Camada de aterros, com profundidade da ordem dos 5,0m, assente sobre camada de lama mole, com 15,0m de espessura, sob camada de areias densas da Idade do Gelo. Nível freático próximo da superfície.	Localizado em zona nobre da cidade Berlim, na Alemanha	x		x
Catedral Metropolitana, Mexico	Estabilização do solo de fundação	Solo de fundação constituído por argilas moles NOTA: o solo foi previamente tratado, tendo sido abertos pequenos túneis, que se iriam fechar, por ação da deformação plástica das argilas, induzindo assentamentos corretivos até se atingir a sua estabilização	Localizado em zona nobre da cidade do México		x	
Edifício do Ministério dos Negócios Estrnageiros da Finlândia	Recalçamento de fachdas, paredes e colunas interiores	Solo de fundação constituído por estrato rochoso, composto por rocha e detritos glaciares	Localizado em zona nobre da cidade de Helsínquia, na Finlândia	x		x

ME - Microestacas; JG – Jet Grouting; VR – Viga de recalçamento

Tabela 12. Análise Comparativa das Metodologias Construtivas

PROCESSO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
ESTACAS PRANCHAS	<ul style="list-style-type: none">- Adequadas em obras com nível freático elevado ou em locais submersos- Rápida execução e não necessitam de mão-de-obra especializada;- No caso de serem recuperáveis a sua utilização é de baixo custo;- Ocupam pouco espaço em estaleiro,- Garantem a estanquidade no interior da contenção- Apropriadas para solos brandos, materiais orgânicos e solos dilatantes de baixa plasticidade	<ul style="list-style-type: none">- Se não forem recuperadas, são uma solução cara;- Não são apropriadas para solos rochosos ou solos com pedregulhos- Têm fraca capacidade de carga vertical;- Apresentam problemas de corrosão- Podem ter problemas como empenos, encurvadura, que podem dificultar a sua correta posição- O processo de cravação é um processo que provoca ruído e vibrações.
PAREDES BERLIM	<ul style="list-style-type: none">- Economia de custos, quando as escavações são de caráter provisório;- Não ocupam muito espaço em obra pelo que proporcionam avanços diários na construção da obra;- Funcionam como cofragem de tardoiz da contenção para execução das paredes ou muros definitivos, garantindo deste modo uma economia de betão e uma maior rapidez de execução;- São adequadas para escavações de pequena altura;- Exigem terrenos com alguma consistência- Não necessitam de mão-de-obra ou equipamentos especializados;	<ul style="list-style-type: none">- Não é uma solução adequada para escavações de grande altura;- Não são adequadas para solos em que o nível freático seja elevado- Este tipo de processo causa descompressão dos solos- A cravação dos perfis induz vibrações no terreno- Têm menor aproveitamento da área de construção disponível- Os painéis de madeira podem sofrer encurvamento, devido aos impulsos laterais, o que dificulta a execução da parede definitiva, resultando esta numa parede com maior espessura.
PAREDES DE BERLIM DEFINITIVO	<ul style="list-style-type: none">- Representam uma maior economia relativamente aos processos descritos anteriormente;- Requerem menor espaço para equipamento e não necessitam de grande maquinaria- Aproveitamento total da área disponível de construção;- Não necessitam de mão-de-obra ou maquinaria especializada;- São estruturas que normalmente são englobadas na estrutura definitiva dos edifícios, porque possuem boa capacidade de carga vertical e absorvem e degradam os impulsos horizontais atuantes,- Apresentam bom acabamento final;- Permitem em simultâneo a realização da escavação e da contenção.	<ul style="list-style-type: none">- Fraco desempenho em terrenos com nível freático elevado;- Este tipo de solução não é adequado para terrenos de fraca consistência;- A cravação dos perfis induz ruídos e vibrações no solo- A solução origina descompressões nos solos- Em terrenos rochosos ou com pedregulhos podem apresentar uma solução mais cara,- O processo construtivo é demorado e apresenta fraco rendimento diário.
PAREDES MOLDADAS	<ul style="list-style-type: none">- Processo indicado para terrenos em que o nível freático seja elevado;- Solução construtiva com baixo nível de ruído e vibrações- Este tipo de técnica pode ser utilizado praticamente em qualquer tipo de solo, desde arenosos, argilosos até solos rochosos, devido à utilização de elementos estabilizadores da vala, como sejam a calda de bentonite ou polímeros como geomud;- Possibilidade de atingir profundidades elevadas;- São estruturas que têm demonstrado bom comportamento sob a presença de ações sísmicas;- Provoca menos descompressão nos terrenos- Permite obter bom acabamento do paramento interior, quase não necessitando de acabamento, caso o solo não seja composto por elementos muito grosseiros;- Possibilidade de existirem várias frentes de trabalho, resultando numa melhor programação dos trabalhos em obra.	<ul style="list-style-type: none">- Solução mais cara que as técnicas anteriormente descritas, devido ao maior consumo de betão e à utilização de agentes estabilizadores da vala como a bentonite, exigindo ainda maquinaria e mão-de-obra especializada;- Perda de área de construção, devido ao muro guia;- Apresenta problemas do ponto de vista ambiental, devido à utilização de bentoníte- Exige melhores acessibilidades ao local de obra devido à utilização de maquinaria pesada;- Exige maior área de estaleiro- Solução mais onerosa quando a escavação é realizada em terrenos mais duros ou em terrenos com pedregulhos;- Apresentam mau acabamento interior em terrenos rochosos com pedregulhos de maiores dimensões- Dificuldades de colocação de armadura em escavações de grande profundidade.

Tabela 12 (continuação)

PROCESSO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
CORTINAS DE ESTACAS	<ul style="list-style-type: none">- Técnica mais rápida de executar, proporcionando maiores velocidades de execução e por consequência torna-se um método mais económico;- Não origina vibrações e o nível de ruído produzido é relativamente baixo;- Rapidez e facilidade de execução;- Aplicável a vários tipos de terreno;- Possibilidade de execução de estacas de maiores dimensões e com comprimentos da ordem dos 50m;- Possibilita a execução de estacas em terrenos com presença de água;- Facilidade de ultrapassar obstáculos existentes e de penetração em estratos de solo moderadamente rígidos;- Facilidade de execução em espaços limitados e de difícil acesso;- Permite a execução de apenas uma estaca de cada vez;- Permite a inspeção visual do solo e ajuste do método construtivo se tal vier a ser necessário;- Custos de instalação do equipamento relativamente baixos;- Estacas com boa capacidade de carga.	<ul style="list-style-type: none">- Necessidade de recorrer a operador especializado do trado, nomeadamente no processo de subida do mesmo enquanto se executa a betonagem da estaca;- Dificuldade de execução de estacas com maiores profundidades, devido à dificuldade de introdução de armadura;- Possibilidade de ocorrência de contaminação da estaca por detritos que caem para o interior do furo;- Redução de resistência do solo na vizinhança de estaca em solos arenosos e abaixo do nível freático;- As caraterísticas do betão, bem como o próprio processo de betonagem requerem um apertado controle de execução;- Método pouco aconselhável para zonas com atividade sísmica, nomeadamente devido aos esforços de corte observados na fronteira entre camadas mais e menos rígidas.
MICROESTACAS	<ul style="list-style-type: none">- Possibilidade de execução em edifícios construídos, com reduzido pé direito;- Permite a execução de microestacas verticais e inclinadas;- Dispensam a execução de câmaras de trabalho sob as fundações;- Possibilidade de execução com interceção de sapatas existentes- Adaptáveis a qualquer tipo de terreno,- Dispensam a utilização de lamas bentoníticas;- Vibrações e ruído reduzido;- Equipamento de furação ligeiro, com pouco volume e relativamente barato;	<ul style="list-style-type: none">- Maior custo, associado aos tubos de aço;- Exige equipamento e pessoal especializado;- Possibilidade de ocorrerem problemas de encurvadura;- Reduzida transmissão de carga por ponta;- Limitação da capacidade de carga.
COLUNAS DE JET GROUTING	<ul style="list-style-type: none">- Método bastante simples, de rápida execução e com altas taxas de rendimento;- Solução mais económica que as soluções tradicionais, nomeadamente cortinas de estacas, paredes moldadas ou paredes de Berlim definitivo;- Garantia de estanquidade	<ul style="list-style-type: none">- Solução não reutilizável;- Exige monitorização apertada, para evitar fenómenos como o empolamento do solo;- As colunas têm pouca resistência à tração;- Dificuldade de garantia do diâmetro ao longo de toda a extensão;- Pouco aconselhável em terrenos argilosos
PAINÉIS CSM	<ul style="list-style-type: none">- Conhecimento da geometria do painel de solo tratado em profundidade;- Possibilidade de execução de painéis retangulares com 2,80m de largura e 1,20m de espessura;- Reduzida quantidade de refluxo;- Aplicável a praticamente todos os tipos de solos;- Permite atingir profundidades da ordem dos 80m.- Método bastante simples, de rápida execução e com altas taxas de rendimento;- Solução mais económica que as soluções tradicionais, nomeadamente cortinas de estacas, paredes moldadas ou paredes de Berlim definitivo;- Garantia de estanquidade	<ul style="list-style-type: none">- Recurso a equipamentos mais caros e de maiores dimensões;- Metodologia pouco eficaz em solos compactos ou com presença de blocos de grandes dimensões;- Solução não reutilizável;- Exige monitorização apertada, para evitar fenómenos como o empolamento do solo;- Os painéis CSM têm pouca resistência à tração;

Tabela 13. Caraterísticas gerais e soluções adotadas em cada obra de contenção

Designação da Obra	Terreno	Condições de Vizinhança	Solução Adoptada			
			E	BD	PM	JG
Muralha na Calçada Marquês de Abrantes	Camada superficial de aterros, assente sobre camadas de aluviões, argilas siltosas e margosas, argilas siltosas e areno-margosas	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e diversas construções centenárias		x		
Edifício na Rua Ivens	Camada de aterros areno-argilosos com pedras soltas, seguida de camada de aterro areno-argiloso e assente em camada constituída por areia margosa muito fina, com casções de grés calcário conquífero	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e construções centenárias adjacentes		x		
Edifício contíguo ao Rio Tejo	Camada de aterros de areias de granulometria diversa, sob camada de aluviões, que assenta sobre camada de “argilas e calcários dos Prazeres”. Nível freático à profundidade de 1,5m	Proximidade ao Rio Tejo e delimitada pela Av. da Ribeira das Naus		x	x	x
Palácio de Sotto Mayor	Camada constituída por aterro, seguida de uma camada de calcarenitos, uma camada de argilas siltosas com componente margosa, assente sobre camada de calcarenitos, que por sua vez assentava sobre nova camada de argilas siltosas com componente margosa, e por fim a partir dos 25m de profundidade existia a presença de um estrato oligocénico. Nível freático abaixo dos 25m de profundidade.	Proximidade ao túnel do metro na Av. Fontes Pereira de Melo, com presença de edifícios vizinhos com elevado valor patrimonial, bem como a presença em zona urbana servida por arruamentos em todas as direções	x	x	x	
Teatro Circo de Braga	Camada superficial de solo vegetal com 2m a 6m de profundidade, que assenta sobre um maciço granítico com profundidade compreendida entre os 4m a 15m. O nível freático abaixo da cota de escavação.	Inserido em zona nobre da cidade de Braga		x		
Empreendimento “Liberdade Street Fashion” em Braga	Camada de aterro de composição areno-siltosa, sob maciço granítico com comportamento terroso, assente sob maciço rochoso muito a medianamente alterado, nos horizontes intermédios, que por sua vez assentava sob um maciço rochoso medianamente a pouco alterado, de razoável a boa qualidade. Sem presença de água	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e construções adjacentes		x		
Edifício na Av. Lourenço Peixinho em Aveiro	Camada superficial de aterros argilo-arenosos, com espessura variável entre os 4,50m e os 5,50m, sob camada de aluviões, constituídos por lodos com componente areno-argiloso e fragmentos de conchas, com espessura variável entre os 0,0m e os 11,0m, assente em camada de argilas compactas	Situado em zona nobre da cidade de Aveiro, delimitado frontalmente pela Av. Lourenço Peixinho e confinado entre dois edifícios.				x
Edifício Centenário em Lisboa	Camada superficial de aterro constituída por solos argilo-siltosos, sob camada de materiais aluvionares, constituída por argilas siltosas, assente sobre substrato miocénico descomprimido, constituído por areias argilosas, seixo e calhau de natureza quartzo siliciosa e substrato miocénico comprimido denominado “Argilas e Calcários dos Prazeres”	Localizado em zona nobre da cidade de Lisboa, na esquina da Rua Martens Ferrão com a Rua do Viriato		x		x
Edifício Porto Bay na Rua Rosa Araújo, em Lisboa	Camada superficial de aterro, sob argilas siltosas e calcários pulverulentos, com presence de margas, assente sobre camada composta por basaltos, brecha calcária e calcário cristalino	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e diversas construções centenárias		x		
Edifício na Av. da República, nº25 em Lisboa	Camada de aterro, sob formações miocénicas constituídas por solos argilo-siltosos, mais ou menos areníticos de vários tons, alternantes com calcários areníticos ou margosos	Zona densamente urbanizada, delimitada por arruamentos e diversas construções centenárias		x		
Parque de estacionamento subterrâneo do Parlamento Helénico	Camada superficial, com 5,0m de espessura, constituída por argila siltosa, areia e cascalho, que assenta sobre camada de xisto de Atenas. O nível freático varia entre os 4,5 e os 22,0m de profundidade	Situado em zona nobre, no centro da cidade de Atenas	x			
Edifício Antigo em Lisboa	Camada de aterro com 6,0m de espessura, assente sobre argilas miocénicas	Localiza-se num quarteirão histórico do Bairro Alto, próximo do terraço de S. Pedro de Alcântara, na cidade de Lisboa		x		
Edifício do Teatro Circo Aveirense	Camada superficial de aterros, sob formações aluvionares lodosas de reduzida espessura, assente sobre depósitos de praias antigas, constituídos por areias de diversas dimensões e seixos, que por sua vez assentava sob uma formação cretácica designada Argilas de Aveiro. O nível freático situava-se a 2,0m de profundidade.	Inserido numa zona nobre da cidade de Aveiro, confrontando com a Rua Belém do Pará, próxima da Praça da República.				x
Praça de Touros do Campo Pequeno	Camada superficial de aterros, assente sob estratos miocénicos denominados Aerolas da Estefânia e Argilas e Calcários dos Prazeres. Presença de água entre os 8,0 e os 13,0m de profundidade.	Localizado numa zona nobre da cidade de Lisboa, sendo circundado pela Av. António Serpa, Av. da República, Av. de Berna e Rua de Entrecampos		x	x	
Mosterior de Santa Clara-a-Velha	Camada superficial de aterros heterogéneos arenosos e argilosos com pedras, sob formações do Quaternário da bacia aluvionar do rio Mondego, assente sobre terrenos da idade Jurássica	Situado na margem esquerda do rio Mondego, em Coimbra, inserido em meio urbano			x	

E - Estacas; BD – Berlim Definitivo; PM – Paredes Moldadas; JG – Jet Grouting